



# PROJETOS DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS METÁLICAS E DE BETÃO ARMADO

**MÁRCIA MONTEIRO MESQUITA**

novembro de 2017

# **PROJETOS DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS METÁLICAS E DE BETÃO ARMADO**

MÁRCIA MONTEIRO MESQUITA

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS**

Orientador: Engenheiro José Carlos de Almeida Gouveia Lello

Supervisor: Engenheiro Miguel Monteiro Carvalho (CCAD – Serviços de Engenharia, Lda)

**OUTUBRO DE 2017**



## ÍNDICE GERAL

Resumo.....	v
Abstract .....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice de Texto .....	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Quadros .....	xix
Capítulo 1    Introdução .....	1
Capítulo 2    Metodologia de Cálculo.....	7
Capítulo 3    Bases Para o Dimensionamento .....	13
Capítulo 4    Quantificação de Ações .....	17
Capítulo 5    Dimensionamento Segundo o Eurocódigo 2 .....	49
Capítulo 6    Dimensionamento Segundo o Eurocódigo 3 .....	75
Capítulo 7    Trabalhos Realizados .....	105
Capítulo 8    Conclusão.....	181
Referências Bibliográficas .....	183
Anexo I – Cálculos e Resultado – Continente de Beja .....	185
Anexo II – Cálculos e Resultado – Continente Bom Dia de Buarcos.....	193
Anexo III – Peças desenhadas – Continente de Beja.....	211
Anexo IV – Peças desenhadas – Continente Bom Dia de Buarcos.....	246
Anexo V – Peças desenhadas – Estação Elevatória de Relvas.....	261





## RESUMO

Este relatório é redigido com o objetivo de descrever os trabalhos desenvolvidos no decorrer do estágio curricular integrado no plano de estudos do 2º ano do Mestrado em Engenharia Civil – Ramo de estruturas do Instituto Superior de Engenharia do Porto para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil.

O estágio decorreu na empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda com uma duração de seis meses. Durante o período de estágio o estudante integrou a equipa de projeto de estruturas e esteve afeto a diversos projetos de estabilidade de estruturas metálicas e de betão armado.

O relatório inicia-se com um enquadramento geral onde se apresenta a empresa e o estágio realizado. De seguida apresenta-se uma fundamentação teórica onde se estabelecem recomendações gerais, com recurso às normas europeias, de forma a garantir a durabilidade e o bom funcionamento das estruturas. São apresentadas as normas e os *softwares* utilizados e aborda-se o dimensionamento de elementos estruturais metálicos e em betão armado. O relatório termina com a apresentação dos diversos trabalhos realizados.

**Palavras-chave:** Estágio, Projeto, Estruturas metálicas, Estruturas de Betão Armado.



## **ABSTRACT**

This report is written with the purpose of describing the work developed during the curricular internship integrated in the study plan of the 2nd year of the Master's degree in Civil Engineering - Structures of the Instituto Superior de Engenharia do Porto to obtain the degree of Master in Civil Engineering .

The internship took place in the company CCAD - Serviços de Engenharia, Lda with a duration of six months. During the internship period, the student joined the structural project team and was involved in several stability projects in steel structures and reinforced concrete.

The report begins with a general overview of the company and the internship completed. Following is a theoretical basis where general recommendations are established, using European standards, to ensure the durability and the proper functioning of the structures. The regulations and software used are presented and the dimensioning of metallic structural elements and reinforced concrete is addressed. The report ends with the presentation of the various works carried out.

**Keywords:** Internship, Project, Steel structures, Reinforced Concrete Structures.



## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Engenheiro José Lello, orientador de estágio e presente relatório, pela oportunidade de realizar este estágio na sua empresa. Quero agradecer pelos meios que pôs à minha disposição, pela disponibilidade, compreensão e ensinamentos transmitidos. Agradeço ainda a confiança depositada em mim, para integrar a equipa de projeto.

Aos Engenheiros Pedro Silva, Miguel Carvalho, João Esteves, Pedro Calisto, Mariana Fernandes e Vera Azevedo, um agradecimento especial, pela forma como me receberam, integraram e ensinaram. Pela disponibilidade, pela compreensão, pelos conhecimentos transmitidos, pelos conselhos que sempre estiveram prontos a dar-me e bom ambiente que sempre proporcionaram. Não posso deixar de agradecer em particular à Vera, por todo o percurso. Aos meus colegas de estágio Filipe Afonso e João Ferreira pelo companheirismo.

Agradeço a todos os meus amigos, que ao longo deste percurso estiveram sempre prontos a ajudar-me. Agradeço a amizade, o companheirismo, a paciência, o espírito de entreajuda e académico que me proporcionaram.

Por último agradeço aos meus pais pelos valores que me inculcaram, pela oportunidade que me deram de frequentar e terminar este curso, pela paciência que sempre tiveram e por acreditarem em mim. Agradeço em especial à minha mãe por nos últimos tempos ter aguentado tudo sozinha para que eu pudesse terminar o meu percurso académico. Agradeço também à minha irmã pela boa disposição que incute em tudo o que faz.

Agradeço ainda aos membros da família que ajudaram para que isto fosse possível.



## ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1	Introdução .....	1
1.1	Enquadramento Geral.....	1
1.2	Apresentação da Empresa .....	1
1.3	Organização do Relatório.....	3
1.4	Apresentação do Trabalho Desenvolvido .....	4
Capítulo 2	Metodologia de Cálculo.....	7
2.1	Considerações Gerais.....	7
2.2	Regulamentação Utilizada .....	7
2.3	AutoCAD.....	8
2.4	Robot Structural Analysis.....	9
2.5	Gala Reinforcement .....	10
Capítulo 3	Bases Para o Dimensionamento .....	13
3.1	Considerações Gerais.....	13
3.2	Estados Limites .....	14
3.2.1	Estados Limites Últimos.....	14
3.2.2	Estados Limites de Utilização .....	15
Capítulo 4	Quantificação de Ações .....	17
4.1	Considerações Gerais.....	17
4.2	Ações.....	17
4.2.1	Cargas Permanentes.....	17
4.2.2	Sobrecargas de Utilização.....	18
4.2.3	Ação do Vento .....	20



4.2.4	Ação Sísmica .....	27
4.2.5	Impulso Hidrostático.....	38
4.2.6	Impulso de Terras .....	39
4.2.7	Retração.....	41
4.2.8	Ações Térmicas .....	43
4.3	Combinações de Ações .....	46
4.3.1	Estado Limite Último .....	46
4.3.2	Estado Limite de Utilização.....	48
Capítulo 5	Dimensionamento Segundo o Eurocódigo 2 .....	49
5.1	Considerações Gerais.....	49
5.2	Propriedades dos Materiais .....	49
5.2.1	Betão.....	49
5.2.2	Aço para Betão Armado.....	51
5.3	Resistência de Elementos em Betão Armado .....	52
5.3.1	Estados Limites Últimos.....	52
5.3.2	Estados Limites de Utilização.....	69
Capítulo 6	Dimensionamento Segundo o Eurocódigo 3 .....	75
6.1	Considerações Gerais.....	75
6.2	Propriedades das Secções Transversais.....	75
6.2.1	Propriedades do Aço Estrutural.....	75
6.2.2	Geometria e Dimensões das Secções .....	76
6.3	Resistência de Secções Transversais.....	77
6.3.1	Classificação das Secções Transversais.....	77
6.3.2	Resistência de Secções .....	82
6.4	Resistência à Encurvadura .....	93
6.4.1	Considerações Gerais.....	93
6.4.2	Resistência à Encurvadura de Barras.....	95

6.4.3	Encurvadura por Flexão de Trelças.....	101
Capítulo 7	Trabalhos Realizados .....	105
7.1	Considerações Gerais.....	105
7.1.1	Materiais.....	105
7.1.2	Análise Estrutural.....	105
7.2	Cobertura – Continente de Beja .....	106
7.2.1	Elementos Base .....	106
7.2.2	Solução Estrutural.....	107
7.2.3	Quantificação de Ações .....	107
7.2.4	Verificação de Segurança .....	109
7.2.5	Quadro de Materiais.....	110
7.2.6	Análise Estrutura e Dimensionamento.....	111
7.3	Continente Bom Dia de Buarcos .....	123
7.3.1	Elementos Base .....	123
7.3.2	Solução Estrutural.....	124
7.3.3	Quantificação de Ações .....	124
7.3.4	Verificação de Segurança .....	125
7.3.5	Quadro de Materiais.....	126
7.3.6	Análise Estrutural e Dimensionamento.....	127
7.4	Estação elevatória de Relvas.....	152
7.4.1	Elementos Base .....	152
7.4.2	Solução Estrutural.....	154
7.4.3	Quantificação de Ações .....	155
7.4.4	Verificação de Segurança .....	157
7.4.5	Quadro de Materiais.....	157
7.4.6	Análise Estrutural e Dimensionamento.....	158
Capítulo 8	Conclusão.....	181

## ÍNDICE DE TEXTO

8.1	Considerações Finais .....	181
8.2	Desenvolvimentos Futuros .....	181

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Projetos realizados pela CCAD. [1] .....	2
Figura 1.2 – Países de intervenção. [1].....	2
Figura 1.3 – Vista global do modelo de cálculo – Continente de Beja. ....	4
Figura 1.4 – Vista global do modelo de cálculo – Continente Bom Dia de Buarcos.....	5
Figura 1.5 – Vista global do modelo de cálculo – Estação Elevatória de Relvas. ....	5
Figura 2.1 – Apresentação do programa AutoCAD. ....	8
Figura 2.2 – Apresentação do programa Autodesk Robot Structural Analysis. ....	9
Figura 2.3 – Elementos modelados no Robot Structural Analysis. ....	10
Figura 2.4 – Apresentação do programa Gala Reinforcement.....	11
Figura 4.1 – Coeficiente de exposição, $C_{ez}$ , para $C_{dir}$ , $C_{season}$ igual a 1,0. [7] .....	23
Figura 4.2 – Altura de referência, $z_e$ , em função de $h$ e $b$ . [7] .....	24
Figura 4.3 – Zonas em paredes verticais. [7].....	25
Figura 4.4 – Zonas em coberturas de uma vertente. [7].....	26
Figura 4.5 – Forma do espectro de resposta elástica. [8] .....	29
Figura 4.6 – Zonamento sísmico em Portugal Continental. [8].....	30
Figura 4.7 – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira. [8] .....	30
Figura 4.8 – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores. [8] .....	31
Figura 4.9 – Zonamento térmico do território de Portugal Continental. [11] .....	45
Figura 5.1 - Relação tensões-extensões para a análise estrutural. [10].....	50
Figura 5.2 – Curvas tensão-extensão do aço de armaduras para betão armado. [10] .....	51
Figura 5.3 – Redistribuição de esforços. [12] .....	53
Figura 5.4 – Modelo de treliça. [10] .....	58

Figura 5.5 – Espaçamento longitudinal e transversal das armaduras de esforço transverso. [5].....	60
Figura 5.6 – Noções e definições utilizadas no cálculo da torção. [10].....	60
Figura 5.7 - Modelo para a verificação ao punçoamento. [10] .....	64
Figura 5.8 - Primeiros perímetros de controlo, $u_1$ , típicos. [10].....	64
Figura 5.9 – Primeiros perímetros de controlo reduzidos, $u_1^*$ , e perímetros de controlo, $u_0$ , junto da área carregada, para pilares de bordo e de canto. [10].....	65
Figura 5.10 - Laje sobre capitel com $lH > 2(d + hH)$ . [10] .....	66
Figura 5.11 – Valores recomendados para $\beta$ . [10] .....	67
Figura 5.12 – Disposição da armadura de punçoamento. [5] .....	68
Figura 5.13 – Disposição da armadura e perímetros de controlo para pilares interiores. [10] .....	68
Figura 6.1 – Secções de perfis metálicos. [14].....	77
Figura 6.2 – Modos de instabilidade de pórticos. [15] .....	94
Figura 6.3 – Deformação de barras sujeitas à encurvadura. [16] .....	95
Figura 6.4 – Comprimentos de encurvadura. [10] .....	97
Figura 6.5 – Curvas de encurvadura. [14].....	98
Figura 6.6 – Comprimento de encurvadura fora do plano em cordas de treliças. [16] .....	102
Figura 7.1 – Planta de arquitetura do Continente de Beja.....	106
Figura 7.2 – Vista global superior. ....	111
Figura 7.3 – Vista global inferior.....	112
Figura 7.4 – Estrutura da pala da frente de loja. ....	112
Figura 7.5 – Geometria do modelo de cálculo de uma madre metálica treliçada. ....	113
Figura 7.6 – Geometria do modelo de cálculo de uma asna metálica treliçada. ....	115
Figura 7.7 – Geometria do modelo de cálculo da pala da frente de loja. ....	120
Figura 7.8 – Geometria do modelo de cálculo das vigas e pilares metálicos da fachada. ....	121
Figura 7.9 – Planta de arquitetura do Continente Bom Dia de Buarcos. ....	123
Figura 7.10 – Vista superior.....	127
Figura 7.11 – Vista inferior. ....	127

Figura 7.12 – Planta de implantação da Estação Elevatória de Relvas. ....	152
Figura 7.13 – Plantas de arquitetura. ....	153
Figura 7.14 – Corte A-A. ....	154
Figura 7.15 – Corte B-B.....	154
Figura 7.16 – Vista Superior. ....	158
Figura 7.17 – Vista Inferior. ....	158



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Classificação da vida útil de projeto. [4].....	13
Quadro 4.1 – Categorias de utilização. [6] .....	18
Quadro 4.2 – Valores das sobrecargas correspondentes às categorias. [6] .....	20
Quadro 4.3 – Valor básico da velocidade de referência do vento. [7].....	21
Quadro 4.4 – Categorias de terreno e respectivos valores de $z_0$ e $z_{min}$ . [7].....	22
Quadro 4.5 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior, $C_{pe, 1}$ e $C_{pe, 10}$ , para paredes verticais. [7].....	26
Quadro 4.6 (1 de 2) – Coeficiente de pressão exterior para coberturas de uma vertente [7] .....	27
Quadro 4.7 – Aceleração máxima de referência $agR$ $m/s^2$ . [8] .....	31
Quadro 4.8 – Classes e coeficientes de importância, $\gamma_1$ . [8] .....	32
Quadro 4.9 – Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástica. [8] .....	32
Quadro 4.10 – Tipos de terreno. [8].....	33
Quadro 4.11 – Valor básico do coeficiente de comportamento, $q_0$ . [8] .....	34
Quadro 4.12 – Fator de majoração $\alpha\alpha_1$ . [8].....	34
Quadro 4.13 – Valores de $\varphi$ para calcular $\psi E_i$ . [8].....	36
Quadro 4.14 – Coeficientes parciais para as ações $\gamma F$ . [9] .....	40
Quadro 4.15 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo $\gamma M$ . [9].....	40
Quadro 4.16 - Valores de $kh$ , dependendo de $h_0$ . [5] .....	42
Quadro 4.17 – Valores de $ads_1$ e $ads_2$ , dependendo da classe do cimento. [5] .....	43
Quadro 4.18 – Temperaturas interiores, $T_{in}$ . [11] .....	44
Quadro 4.19 – Temperaturas exteriores, $T_{out}$ , para zonas da estrutura acima do solo. [11].....	44
Quadro 4.20 – Temperaturas exteriores, $T_{out}$ , para zonas da estrutura enterradas. [11] .....	45



Quadro 4.21 – Valores das temperaturas mínimas, $T_{min}$ , e máximas, $T_{max}$ , dependendo da zona. [11]	46
Quadro 4.22 – Valores recomendados para os coeficientes $\psi$ para edifícios. [4]	47
Quadro 4.23 – Coeficientes parciais de segurança. [4]	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Quadro 5.1 – Valores recomendados para $w_{max}$ . [10]	70
Quadro 5.2 – Valores de K. [5]	73
Quadro 5.3 – Valores da relação $ld$ . [5]	73
Quadro 6.1 (1 de 3) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos [14]	79
Quadro 6.2 – Fator de imperfeição associados às curvas de encurvadura. [14]	97
Quadro 6.3 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal. [14]	98
Quadro 6.4 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais (Método geral). [14]	101
Quadro 7.1 – Combinações de ações – Continente Modelo de Beja (Robot)	109
Quadro 7.2 – Quadro de materiais – Continente de Beja.	110
Quadro 7.3 – Resultados (verificação de segurança aos estados limites).	116
Quadro 7.4 – Resultados (verificação de segurança).	121
Quadro 7.5 – Resultados (verificação de segurança).	122
Quadro 7.6 – Combinações de ações utilizadas na laje do Piso 0 (Robot)	125
Quadro 7.7 – Quadro de materiais – Continente Bom Dia de Buarcos.	126
Quadro 7.8 – Combinações de ações – Estação Elevatória de Relvas (Robot).	156
Quadro 7.9 – Quadro de materiais – Estação Elevatória de Relvas.	157

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

O presente relatório serve para apresentar o trabalho desenvolvido no decorrer do estágio curricular integrado na unidade curricular DIPRE (Dissertação/ Projeto/ Estágio) do 2º semestre do 2º ano do Mestrado em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas para obtenção do grau de mestre.

O estágio decorreu na empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda e teve como principal objetivo pôr em prática os conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico e adquirir novos conhecimentos através da integração numa equipa de projeto de estruturas com vários anos de experiência.

Os trabalhos elaborados durante o período de estágio focaram-se em estruturas de betão armado e estruturas metálicas, dando oportunidade ao estudante de participar em todas as fases do projeto.

Assim sendo, deste relatório consta a descrição dos trabalhos realizados no decorrer do estágio e também uma introdução teórica para melhor compreensão dos temas abordados.

### 1.2 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda, sediada na cidade da Maia, foi criada em junho de 2005 e é uma empresa de prestação de serviços de engenharia. [1]

A CCAD trabalha essencialmente com estruturas pré-fabricadas de betão, estruturas metálicas, betão armado e betão armado pré-esforçado. Embora menos recorrente, trabalha também em estruturas de madeira. Com todas estas valências a CCAD é reconhecida pela execução de diversos projetos de obras de arte, mais de 100 projetadas e executadas, edifícios industriais, habitação, comércio e serviços, distribuição e ensino.



a) Modelo – Póvoa de Varzim



b) Escola Secundária Almeida Garrett - Matosinhos



c) Atlântico Hotel - Angola



d) Ponte sobre o rio Coporolo - Angola

Figura 1.1 – Projetos realizados pela CCAD. [1]

Trabalha também em contenções especiais e reforços e reabilitação de estruturas. Para além da área da execução de projetos, atua ainda na revisão de projetos, peritagem e pareceres técnicos.

Com o objetivo de ser não só uma referência em Portugal, a CCAD promove a aposta noutros mercados tendo realizado projetos para vários países, tais como, Espanha, Angola, Moçambique, Marrocos, Argélia, Macau e Ucrânia.

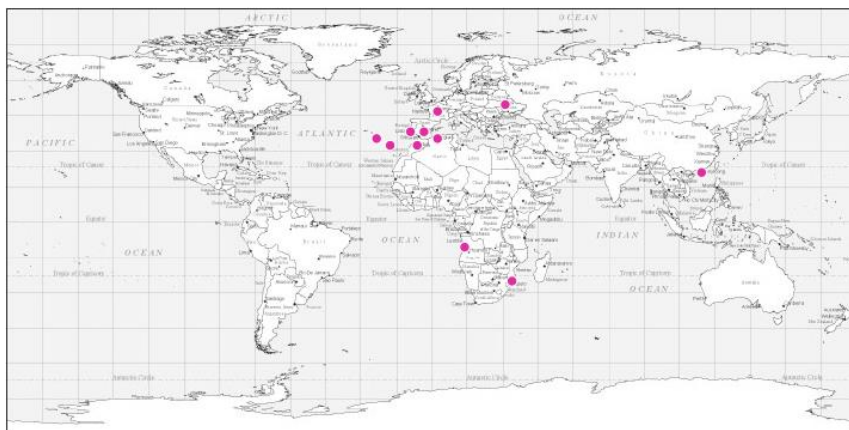


Figura 1.2 – Países de intervenção. [1]

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO

A estrutura deste relatório surge de forma a organizar os trabalhos realizados no decorrer dos diferentes projetos a que o estudante esteve afeto ao longo do estágio.

Neste ponto são apresentados os capítulos constituintes do relatório e feita uma descrição de cada um deles.

Capítulo 2 – Metodologia de Cálculo, onde constam a regulamentação e os *softwares* utilizados no desenvolvimento dos projetos.

Capítulo 3 – Bases Para o Dimensionamento. Neste capítulo são apresentadas as bases especificadas na norma NP EN 1990 para dimensionamento de estruturas. Neste capítulo são abordados conceitos como o tempo de vida útil das estruturas e os estados limites últimos e de utilização a ter em conta na realização de projetos.

Capítulo 4 – Quantificação de Ações. Neste capítulo são apresentadas as ações e combinações de ações consideradas no cálculo das estruturas no desenvolvimento dos projetos. O capítulo começa com a abordagem às ações que atuam na generalidade das estruturas, de seguida apresentam-se ações que atuam em casos mais específicos.

Capítulo 5 – Dimensionamento Segundo o Eurocódigo 2, capítulo em que é apresentada e explicada a metodologia de cálculo, de estruturas em betão armado, preconizadas na norma NP EN 1992-1-1. Numa primeira fase são apresentadas as propriedades dos materiais, especificamente o betão e o aço de armaduras. Neste capítulo é também verificada a resistência de elementos estruturais em betão armado para os diferentes estados limites.

Capítulo 6 – Dimensionamento segundo o Eurocódigo 3, capítulo em que é apresentada e explicada a metodologia de cálculo, de estruturas metálicas, preconizadas na norma NP EN 1993-1-1. Na primeira parte do capítulo são apresentadas as propriedades dos materiais e das secções transversais, seguindo-se a classificação das mesmas. Depois da classificação das secções, são apresentadas as verificações de segurança. É ainda abordado o tema da resistência à encurvadura.

Capítulo 7 – Trabalhos realizados. Neste capítulo são apresentados os dados dos trabalhos realizados no decorrer do estágio.

Capítulo 8 – Conclusão. Neste capítulo são apresentadas as considerações finais do relatório e os desenvolvimentos futuros.

## 1.4 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO DESENVOLVIDO

Estando o estudante integrado na equipa de projeto, este esteve afeto a diferentes projetos tendo em consideração as necessidades do gabinete.

Para a elaboração deste relatório foram selecionados alguns trabalhos realizados, para que pudesse ser feita uma análise mais aprofundada de cada um deles. Neste ponto serão enumerados os projetos e apresentadas algumas imagens de forma a criar uma visão geral dos mesmos.

Os trabalhos selecionados para compor este relatório fizeram parte dos seguintes projetos:

- Continente de Beja

Neste projeto o estudante esteve afeto ao dimensionamento da cobertura metálica e das vigas em betão armado que lhe servem de apoio.

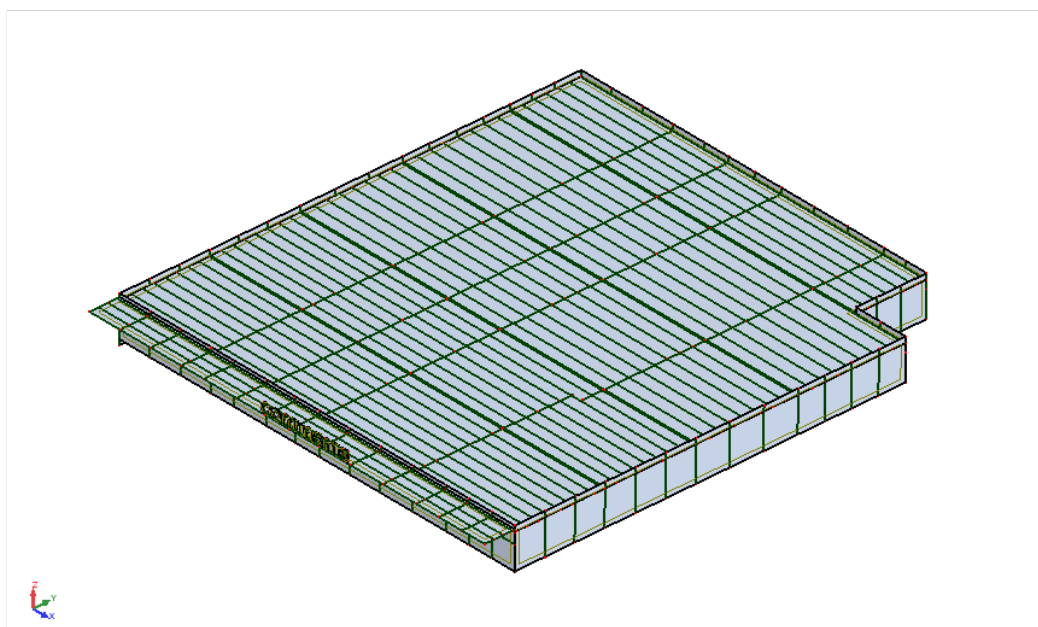


Figura 1.3 – Vista global do modelo de cálculo – Continente de Beja.

- Continente Bom Dia de Buarcos

Neste projeto o estudante procedeu ao dimensionamento de uma laje maciça fungiforme em betão armado, das vigas circundantes e paredes de contenção em betão armado, referentes ao parque de estacionamento do piso 0. O estudante dimensionou ainda, as paredes em betão armado que constituem as caixas de elevador e escadas.

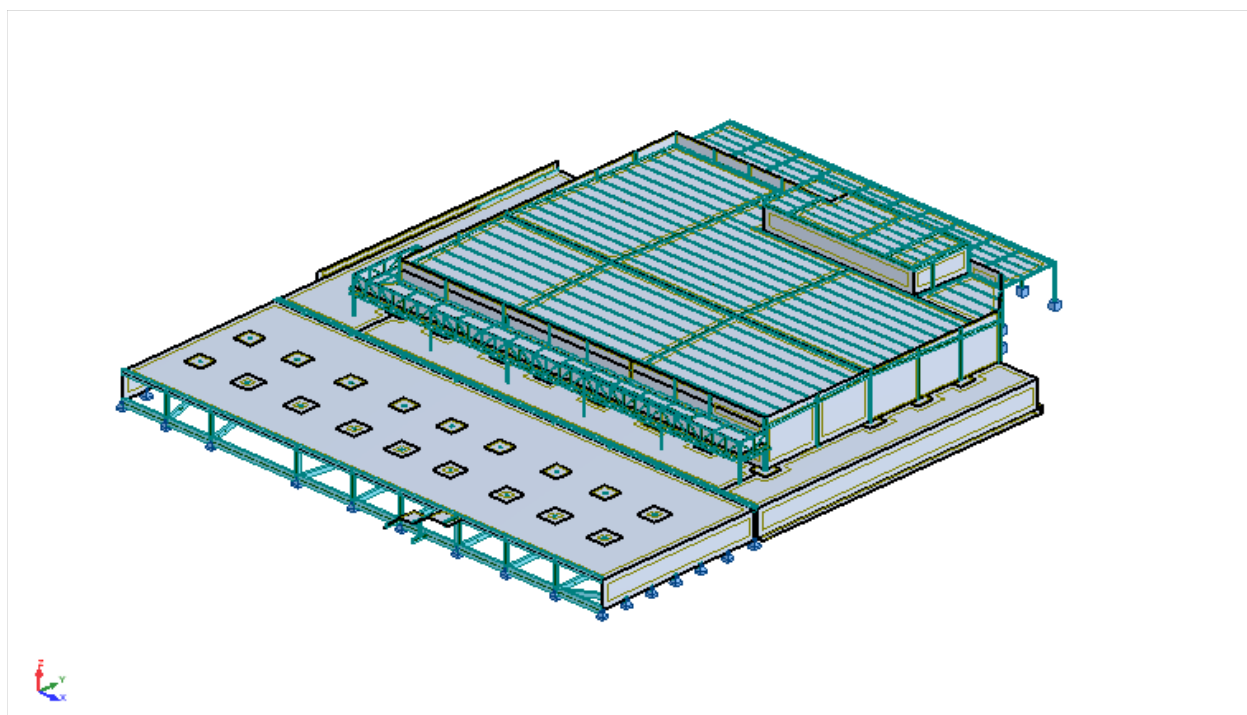


Figura 1.4 – Vista global do modelo de cálculo – Continente Bom Dia de Buarcos.

- Estação Elevatória de Relvas, Açores

Os trabalhos neste projeto dizem respeito ao dimensionamento de paredes e lajes em betão armado, constituintes dos órgãos da estação elevatória.

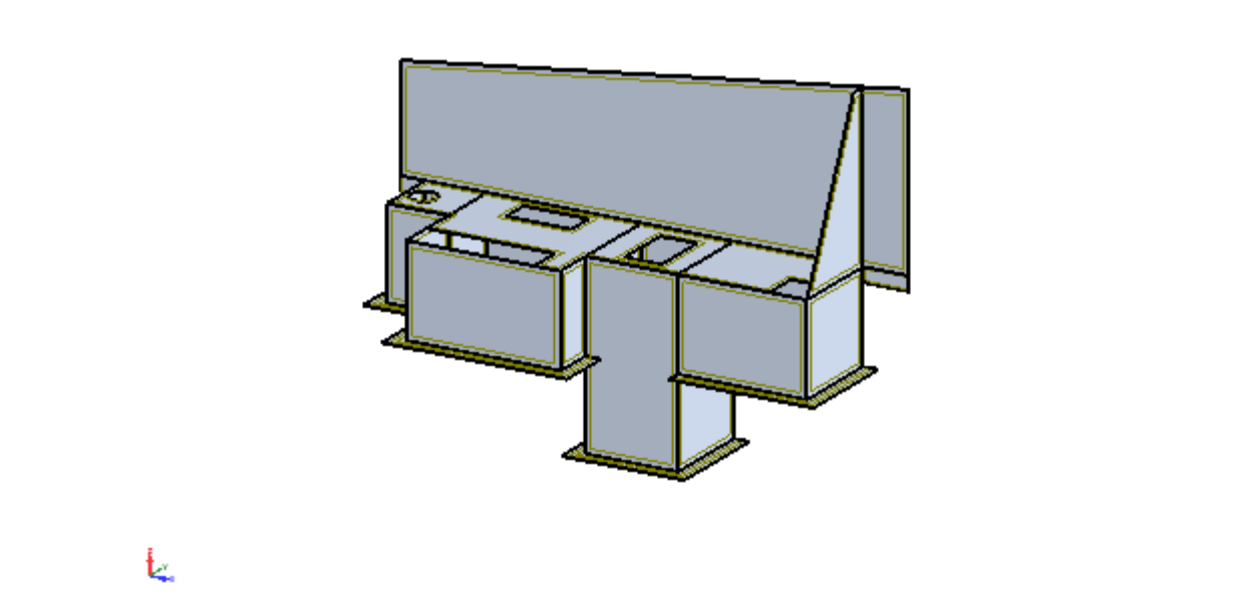


Figura 1.5 – Vista global do modelo de cálculo – Estação Elevatória de Relvas.



## CAPÍTULO 2

### METODOLOGIA DE CÁLCULO

#### 2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O aparecimento de *softwares* de análise, cálculo e desenho e o desenvolvimento de folhas de cálculo em *Excel* vieram facilitar o trabalho do projetista de estruturas, permitindo analisar e calcular vários elementos para diferentes combinações otimizando o tempo, mostrando-se assim indispensáveis para o desenvolvimento de projetos de estruturas.

De seguida são apresentados toda a regulamentação e os *softwares* utilizados no decorrer do estágio para a conceção dos trabalhos realizados, utilizando a estrutura de um relatório anterior [2].

#### 2.2 REGULAMENTAÇÃO UTILIZADA

No desenvolvimento dos projetos foram utilizadas as normas europeias, também designadas por Eurocódigos. Para as várias fases de projeto foi necessário recorrer às seguintes normas:

- NP EN 1990 2009 – Bases para o projecto de estruturas;
- NP EN 1991-1-1 2009 – Acções em estruturas – Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas de edifícios;
- NP EN 1991-1-4 2010 – Acções em estruturas – Acções gerais. Acções do vento;
- NP EN 1991-1-5 2010 – Acções em estruturas – Acções gerais. Acções térmicas;
- NP EN 1992-1-1 2010 – Projecto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1993-1-1 2010 – Projecto de estruturas de aço – Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1997-1 2010 – Projecto geotécnico – Regras gerais;
- NP EN 1998-1 2010 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.



Os projetos respeitam todas as especificações regulamentares impostas em:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.E.E.P);
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P).

## 2.3 AUTOCAD

O *AutoCAD* é o *software* mais conhecido e conceituado na sua área. Trata-se de um *software* de desenho que permite o desenvolvimento de projetos em 2D e 3D. O *AutoCAD* é uma ferramenta de toda a importância, pois é com o seu auxílio que se obtêm as plantas arquitetónicas que servem de base ao projeto.

Não sendo um *software* unicamente direccionado para arquitetura, o *AutoCAD* permite ainda que depois do dimensionamento se obtenham as plantas e pormenores estruturais, tais como, secções e alçados de elementos dimensionados contendo geometrias e armaduras, pormenores de ligações, quadro de elementos estruturais. Estes elementos têm como objetivo auxiliar na fase de execução, facilitando a compreensão do projeto de estruturas.

A utilização desta ferramenta no decorrer do estágio permitiu adquirir conhecimentos de utilização e consolidar os adquiridos anteriormente.

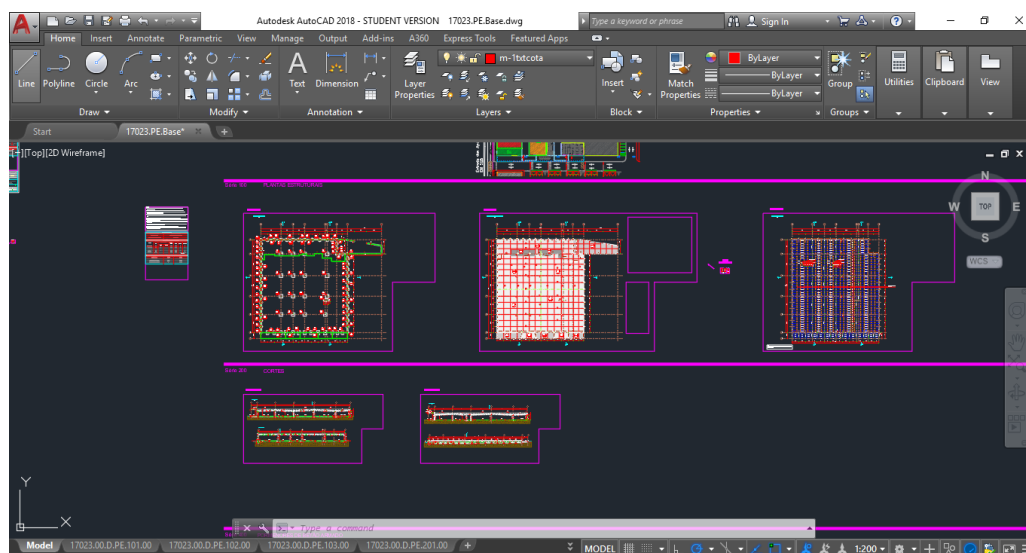


Figura 2.1 – Apresentação do programa *AutoCAD*.

## 2.4 ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

O *Autodesk Robot Structural Analysis* é um programa de cálculo de elementos finitos que permite a análise de estruturas independentemente da complexidade das mesmas através de modelos de cálculo e o dimensionamento de alguns dos elementos que as integram. Sendo um *software* com grande eficiência permite explorar várias soluções com o objetivo de otimizar o máximo possível as estruturas.

Este *software* permite a análise de acordo com a regulamentação de vários países.

O *Robot Strucutral Analysis* é também uma ferramenta muito requisitada na análise dinâmica, facilitando esta análise mesmo para estruturas mais complexas.

Uma análise estrutural recorrendo ao *Robot* consiste na elaboração de modelos de cálculo simplificados que simulam a estrutura real. Após a modelação estar completa, o programa tem em consideração automaticamente o peso próprio da estrutura, são ainda aplicadas as cargas que atuam na estrutura e as combinações de ações de acordo com a regulamentação em vigor. Com todos os dados introduzidos é possível retirar a informação sobre os esforços atuantes e as deformações experimentadas pelos elementos estruturais.

No decorrer do estágio o *Robot* foi utilizado na análise de estruturas e no dimensionamento de estruturas metálicas e ligações aço-betão e aço-aço.

A Figura 2.2 mostra o funcionamento do programa e a Figura 2.3 mostra uma estrutura simples que serve de apoio a máquinas e dois dos elementos estruturais que constituem uma cobertura metálica, ambos modelados no *Robot*.

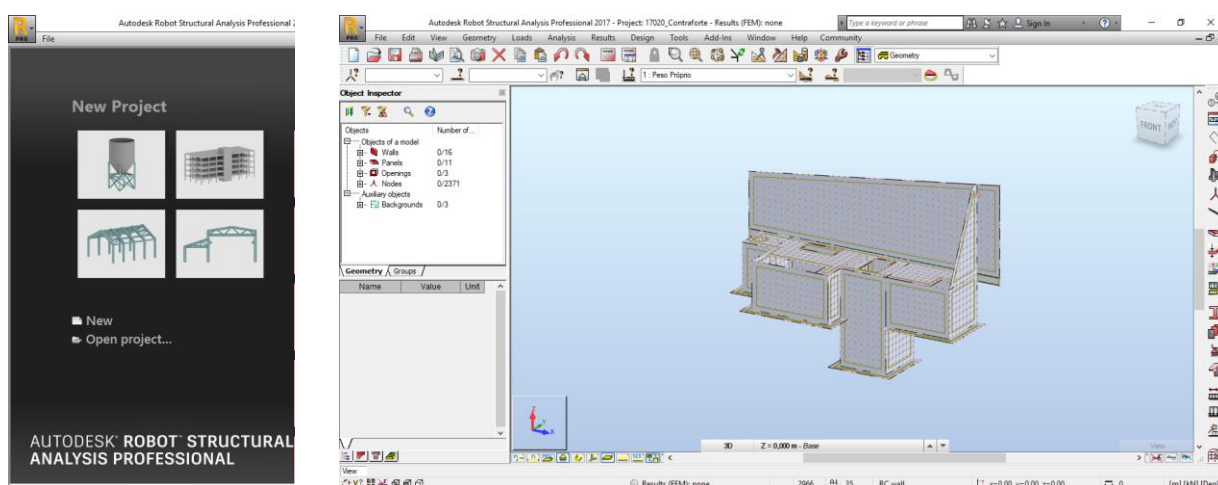
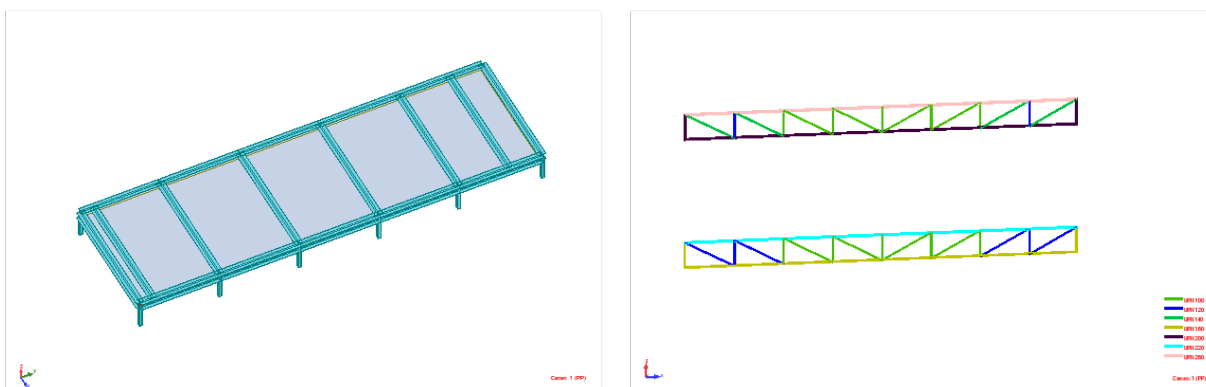


Figura 2.2 – Apresentação do programa *Autodesk Robot Structural Analysis*.



a) Estrutura de apoio a máquinas

b) Asnas de uma cobertura metálica

Figura 2.3 – Elementos modelados no *Robot Structural Analysis*.

## 2.5 GALA REINFORCEMENT

O *GaLa Reinforcement* é um programa desenvolvido pelo Dr. Ilia Alashki entre os anos 1997 e 2002. Atualmente continua um dos programas mais eficientes no que respeita ao cálculo da largura de fendas e à análise do betão fendilhado. [3]

O programa permite escolher o tipo de análise e introduzir a secção transversal, a armadura e os esforços atuantes.

No decorrer do estágio recorreu-se a este *software* para o cálculo de paredes e lajes de betão armado. Para isto usaram-se várias funcionalidades do programa, sendo elas:

- Design section – Calcula a armadura necessária para uma determinada secção com os esforços que sobre ela atuam;
- Check section – Verifica se a armadura existente na parede ou laje é suficiente para resistir aos esforços atuantes;
- Crack widths – Limita a fendilhação existente na parede ou laje.

O programa está disponível em cerca de trinta países e permite a utilização da regulamentação em vigor de acordo com o país da utilização.

A Figura 2.4 mostra o funcionamento do programa.

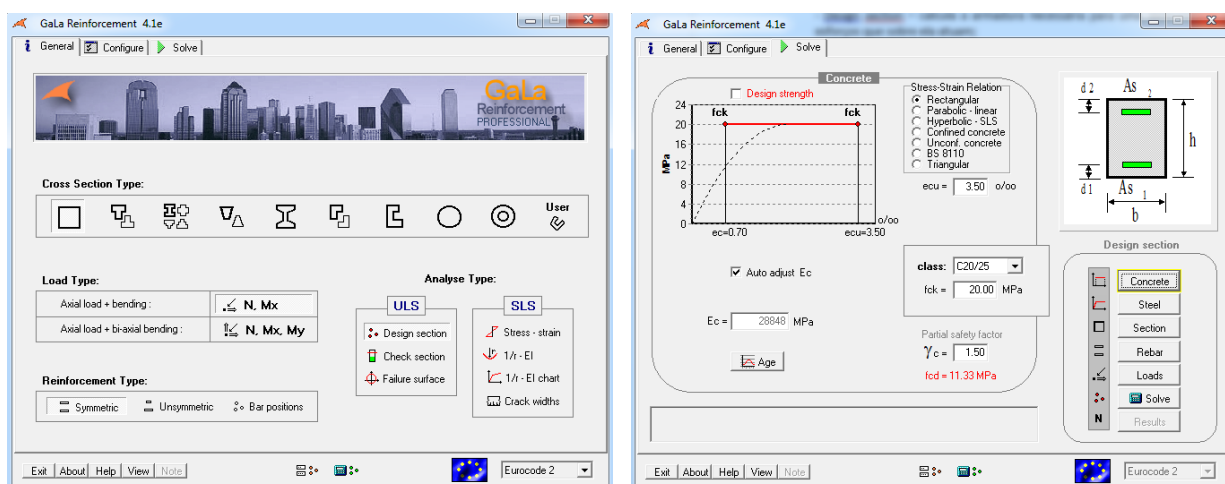


Figura 2.4 – Apresentação do programa *Gala Reinforcement*.



## CAPÍTULO 3

### BASES PARA O DIMENSIONAMENTO

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As bases para o dimensionamento de estruturas são especificadas na norma NP EN 1990 [4].

Esta norma estabelece as bases no que concerne às verificações de segurança, a partir das quais é possível dimensionar as estruturas, definindo os princípios e requisitos para a segurança, utilização e durabilidade das mesmas. O método apresentado na norma baseia-se no conceito de estados limites. Estes estados limites serão abordados no ponto 3.2.

O dimensionamento de uma estrutura depende ainda do tempo de vida útil da mesma. O conceito de tempo de vida útil é caracterizado pelo tempo em que as estruturas devem cumprir as suas funções na íntegra, sem que para isso sejam precisas intervenções profundas e é definido de acordo com a função para a qual a estrutura foi idealizada.

No Quadro 3.1 é apresentado o tempo de vida útil para o qual as estruturas devem ser dimensionadas.

Quadro 3.1 – Classificação da vida útil de projeto. [4]

<i>Categoria do tempo de vida útil de projecto</i>	<i>Valor indicativo do tempo de vida útil de projecto (anos)</i>	<i>Exemplos</i>
1	10	Estruturas provisórias <sup>1)</sup>
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil
<sup>1)</sup> As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.		

## 3.2 ESTADOS LIMITES

Estado limite é definido pelo estado a partir do qual se considera que a estrutura não tem capacidade suficiente para desempenhar as funções para as quais foi projetada. Dependendo dos prejuízos para as estruturas, são definidos os estados limites últimos e os estados limites de utilização.

### 3.2.1 Estados Limites Últimos

Estados limites últimos devem ser classificados como estados que ao serem ultrapassados põem em causa:

- A segurança das pessoas;
- A segurança das estruturas.

Os estados limites últimos podem referir-se a diferentes fatores, como por exemplo, rotura ou instabilidade dos elementos estruturais ou da estrutura global.

Assim, os estados limites últimos podem classificar-se em:

#### **Estado Limite Último de equilíbrio (EQU)**

Este estado limite caracteriza-se pela perda de equilíbrio estático da estrutura ou de parte dela, em movimento de corpo rígido.

Neste estado limite a resistência dos materiais e do terreno não é condicionante.

#### **Estado Limite Último de rotura (STR)**

É caracterizado pela rotura provocada por deformações excessivas da estrutura ou de elementos estruturais, incluindo apoios e fundações.

Neste caso, a resistência dos materiais é condicionante.

#### **Estado Limite Último de fadiga (FAT)**

Este estado limite caracteriza-se pela rotura provocada pela fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

**Estado Limite Último geotécnico (GEO)**

Ao contrário dos anteriores, este estado limite não se refere à estrutura.

O estado limite último geotécnico refere-se à perda de resistência ou deformações excessivas do solo de fundação, cujas características resistentes são fundamentais para a resistência da estrutura.

Quando se considera um estado limite último de rotura ou um estado limite geotécnico, deve verificar-se que:

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

em que:

$E_d$  — valor de cálculo do efeito das ações;

$R_d$  — valor de cálculo da resistência correspondente.

Quando se considera um estado limite último de equilíbrio, deve verificar-se que:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (3.2)$$

em que:

$E_{d,dst}$  — valor de cálculo do efeito das ações desestabilizadoras;

$E_{d,stab}$  — valor de cálculo do efeito das ações estabilizadoras.

**3.2.2 Estados Limites de Utilização**

Estados limites de utilização devem ser classificados como estados que ao serem ultrapassados põem em causa:

- O funcionamento da estrutura, em condições normais de utilização;
- O conforto das pessoas;
- O aspeto da construção, deformações e/ou fendilhação excessivas.



No dimensionamento de estruturas devem ser considerados os estados limites de utilização referentes ao controlo de fendilhação e controlo das deformações. Em alguns casos pode ainda ser necessário controlar as vibrações para evitar que afetem o conforto das pessoas ou provoquem danos na construção.

No estudo destes estados limites, deve fazer-se uma distinção entre estados limites de utilização reversíveis e irreversíveis.

#### **Estado Limite de utilização reversível**

Este estado limite de utilização ocorre sempre que as estruturas recuperam as suas condições iniciais, assim que deixam de estar sujeitas às ações que ultrapassam os limites de utilização especificados.

#### **Estado Limite de utilização irreversível**

Este estado limite de utilização ocorre quando as consequências na estrutura se mantêm após esta deixar de estar sujeitas às ações que ultrapassam os limites de utilização especificados.

Nos estados limites de utilização a verificação de segurança é feita tendo em consideração os efeitos das ações, por exemplo, as deformações e a abertura de fendas, através da seguinte relação:

$$E_d \leq C_d \quad (3.3)$$

em que:

$E_d$  — valor de cálculo dos efeitos das ações específicas no critério de utilização;

$C_d$  — valor de cálculo correspondente ao limite ao critério de utilização.

## CAPÍTULO 4

### QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

#### 4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No dimensionamento de estruturas devem considerar-se dois tipos de ações atuantes: as ações diretas e as indiretas. As ações diretas referem-se às forças aplicadas à estrutura, como por exemplo, o peso próprio ou a sobrecarga de utilização. Por sua vez, as ações indiretas referem-se às deformações impostas à estrutura, como são a variação da temperatura ou os assentamentos de apoios. [5]

As ações são classificadas de acordo com a sua variação no tempo e são distribuídas em três grupos:

- Permanentes;
- Variáveis;
- Acidentais.

As ações permanentes caracterizam-se por ações que atuam durante toda a vida de uma estrutura. São exemplos de ações permanentes o peso próprio, o peso dos revestimentos ou de equipamentos fixos e de impulsos de terras e as ações indiretas causadas pela retração e fluência do betão e os assentamentos diferenciais.

As ações variáveis são ações que variam durante o tempo de vida útil de uma estrutura, como por exemplo, sobrecargas de utilização, vento, sismo e variação de temperatura.

As ações acidentais caracterizam-se por ações com probabilidade reduzida de ocorrer durante a vida de uma estrutura, como são os incêndios, explosões em edifícios ou choques de veículos em pilares de pontes ou viadutos.

#### 4.2 AÇÕES

##### 4.2.1 Cargas Permanentes

No desenvolvimento dos projetos foram consideradas como cargas permanentes:

- Peso próprio da estrutura;
- Restantes cargas permanentes, resultantes dos elementos construtivos instalados;
- Cargas de equipamentos.

Os valores adotados para as diversas cargas dependem dos projetos em que estão integradas.

#### 4.2.2 Sobrecargas de Utilização

Durante a vida útil de uma estrutura são diversos os fatores que podem acrescer as cargas aplicadas. A norma NP EN 1991-1-1 [6] apresenta as sobrecargas de utilização em edifícios como as que resultam da sua ocupação, incluindo:

- Utilização por pessoas;
- Objetos móveis;
- Eventos raros previsíveis, como concentração de pessoas ou objetos.

Para a determinação das sobrecargas em pavimentos e coberturas de edifícios, estes devem ser classificados em categorias em função da sua utilização.

As categorias e os valores das sobrecargas de utilização correspondentes são estabelecidos na norma. Para uma apresentação mais contínua e direta foram elaborados os seguintes quadros síntese.

Quadro 4.1 – Categorias de utilização. [6]

<i>Categoria</i>	<i>Utilização específica</i>	<i>Exemplos</i>
<i>A</i>	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
<i>B</i>	Escritórios	
<i>C</i>	Locais de reunião (com exceção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D)	<p><b>C1:</b> Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, receções.</p> <p><b>C2:</b> Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.</p> <p><b>C3:</b> Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e</p>

		<p>administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio.</p> <p><b>C4:</b> Zonas em que são possíveis atividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos.</p> <p><b>C5:</b> Zonas de possível acolhimentos de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas de atividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias.</p>
<i>D</i>	Atividades comerciais	<p><b>D1:</b> Zonas de loja em geral.</p> <p><b>D2:</b> Zonas de grandes armazéns.</p>
<i>E</i>	<b>E1:</b> Locais suscetíveis de acumulação de mercadorias, incluindo zonas de acesso.	Zonas de armazenamento, incluindo livros e outros documentos.
	<b>E2:</b> Atividades industriais	
<i>F</i>	Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros ( $\leq 30 \text{ kN}$ de peso bruto e $\leq 8$ lugares, não incluindo o do condutor)	Garagens: zonas de estacionamento; zonas de estacionamento em altura.
<i>G</i>	Locais de circulação e de estacionamento para veículos médios ( $> 30 \text{ kN}$ , $\leq 160 \text{ kN}$ de peso bruto, em 2 eixos)	Vias de acesso; zonas de carga e descarga; zonas acessíveis a veículos de bombeiros ( $\leq 160 \text{ kN}$ de peso bruto)
<i>H</i>	Coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes	
<i>I</i>	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A e G	
<i>K</i>	Coberturas acessíveis como utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros	

Quadro 4.2 – Valores das sobrecargas correspondentes às categorias. [6]

<i>Categorias de zonas carregadas</i>	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Categoria A</b>		
- Pavimentos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
- Escadas	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
- Varandas	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
<b>Categoria B</b>	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
<b>Categoria C</b>		
- C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
- C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
- C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
- C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
<b>Categoria D</b>		
- D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
- D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
<b>Categoria E</b>		
- E1	7,5	7,0
<b>Categoria F</b>	1,5 a <u>2,5</u>	10 a <u>20</u>
<b>Categoria G</b>	5,0	40 a <u>90</u>
<b>Categoria H</b>	0,0 a 1,0 ( <u>0,4</u> )	0,9 a 1,5 ( <u>1,0</u> )
<b>Categoria I</b> (Ver Categorias A a G)		
<b>Categoria K</b> (Depende da classe do helicóptero)		
Os valores recomendados estão sublinhados		

### 4.2.3 Ação do Vento

As ações do vento atuam, na forma de pressões, sobre as superfícies das estruturas e variam em função do tempo. Destas pressões resultam forças perpendiculares às superfícies.

De acordo com a norma NP EN 1991-1-4 [7], as ações do vento são determinadas a partir dos valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica. A resposta das estruturas a estas ações deve ser calculada a partir da pressão dinâmica de pico,  $q_p$ , que depende do regime local de ventos, da rugosidade do terreno, da orografia e da altura de referência.

#### 4.2.3.1 Velocidade do vento e pressão dinâmica

A norma NP EN 1991-1-4 começa por apresentar uma base de cálculo para a velocidade do vento e a pressão dinâmica; assim, o valor de referência da velocidade do vento deve ser calculado a partir de:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.1)$$

em que:

$C_{dir}$  – coeficiente de direção, igual a 1,0;

$C_{season}$  – coeficiente de sazão, igual a 1,0;

$v_{b,0}$  – valor básico da velocidade de referência do vento.

O valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , refere-se a períodos de 10 minutos, a uma altura de 10 m acima do nível do solo em terreno aberto, com vegetação rasteira. Este valor é independente da direção do vento e da época do ano. Para quantificar o valor básico da velocidade de referência do vento, a norma divide o país em duas zonas:

- Zona A – a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;
- Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600m.

No Quadro 4.3 apresentam-se os valores a adotar para  $v_{b,0}$  em função da zona do país.

Quadro 4.3 – Valor básico da velocidade de referência do vento. [7]

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

De seguida, é necessário calcular a velocidade média. Este valor depende da altura acima do solo, da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ , descrito anteriormente. Assim:

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b \quad (4.2)$$

em que:

$C_r(z)$  – coeficiente de rugosidade;

$C_o(z)$  – coeficiente de orografia, igual a 1,0.

O coeficiente de rugosidade tem em conta a velocidade média do vento no local da construção e varia de acordo com a altura acima do solo. Assim, o coeficiente de rugosidade à altura  $z$  é definido por:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.3)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) \text{ para } z \leq z_{\min} \quad (4.4)$$

em que:

$z_0$  – comprimento de rugosidade;

$z_{\min}$  – altura mínima;

$z_{\max} = 200 \text{ m}$ ;

$k_r$  – coeficiente de terreno, depende do comprimento de rugosidade;

$$k_r = 0,19 \left( \frac{z_0}{z_{0,n}} \right)^{0,07} \quad (4.5)$$

$z_{0,n} = 0,05 \text{ m}$  (categoria de terreno II, Quadro 4.4)

Os valores de  $z_0$  e  $z_{\min}$  são apresentados no Quadro 4.4 e são função da categoria do terreno. A norma estabelece quatro categorias de terreno em função da sua exposição às ações do vento. Estas categorias são apresentadas no mesmo quadro.

Quadro 4.4 – Categorias de terreno e respetivos valores de  $z_0$  e  $z_{\min}$ . [7]

Categoria de terreno		$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.			
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$ , é ilustrado na Figura NA.1.			

Da velocidade média do vento resulta a pressão dinâmica de pico. Esta pressão dinâmica deve ser determinada à altura  $z$ , através de:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = C_e(z) \cdot q_b \quad (4.6)$$

em que:

$\rho$  – massa volúmica do ar, igual a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ ;

$v_m$  – velocidade média do vento;

$C_e(z)$  – coeficiente de exposição, apresentado na Figura 4.1;

$$C_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.7)$$

$q_b$  – pressão dinâmica de referência.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.8)$$

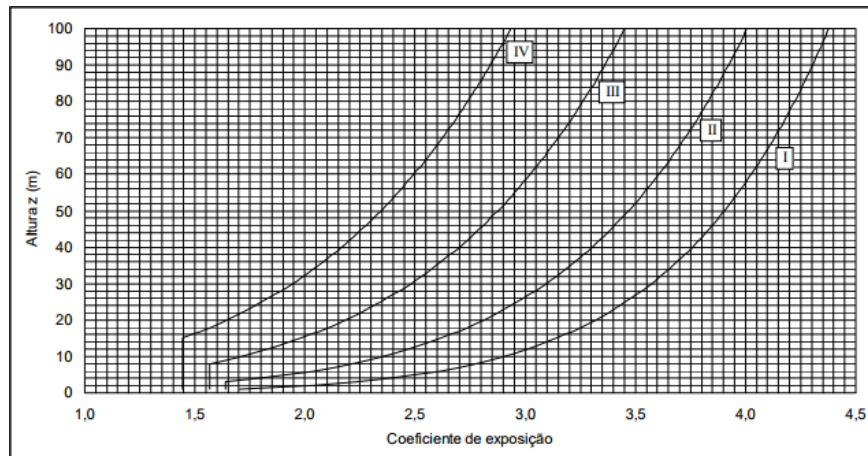


Figura 4.1 – Coeficiente de exposição,  $C_e(z)$ , para  $C_{dir}$ ,  $C_{season}$  igual a 1,0. [7]

#### 4.2.3.2 Pressão exercida pelo vento

Tendo calculado os dados referentes ao vento é necessário quantificar a ação do mesmo. De acordo com a norma, a pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores das estruturas,  $w_e$ , deve ser determinada a partir de:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (4.9)$$



em que:

$q_p(z_e)$  – pressão dinâmica de pico;

$z_e$  – altura de referência para a pressão exterior;

$C_{pe}$  – coeficiente de pressão para a pressão exterior.

A altura de referência para a pressão exterior,  $z_e$ , para as paredes de barlavento, dependem da relação  $h/b$ . Estas alturas de referência são indicadas na Figura 4.2.

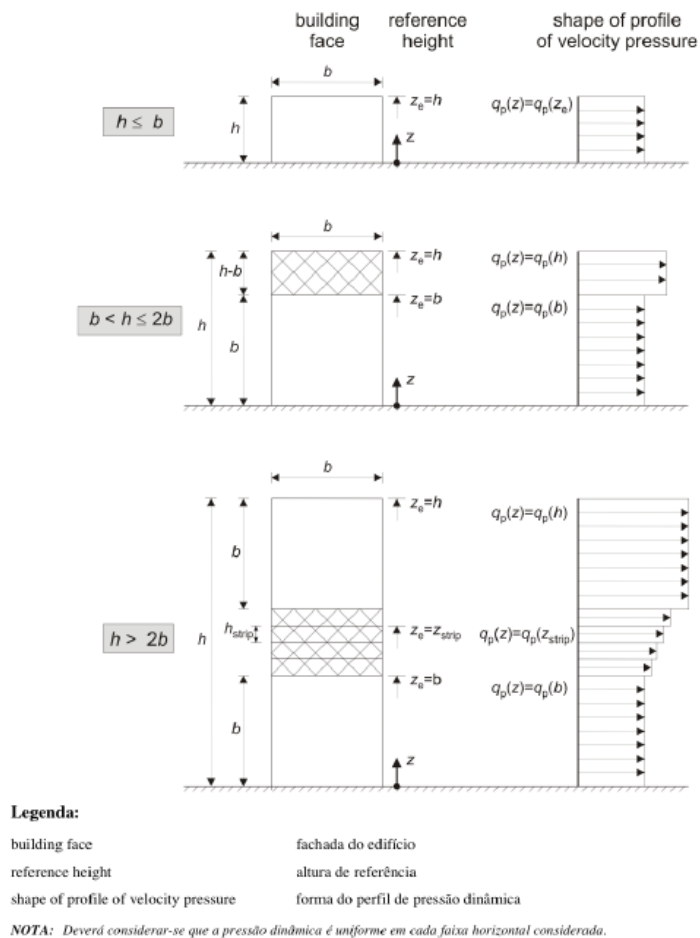


Figura 4.2 – Altura de referência,  $z_e$ , em função de  $h$  e  $b$ . [7]

Segundo a norma, os coeficientes de pressão exterior,  $C_{pe}$ , aplicáveis a edifícios ou partes dos mesmos, dependem das dimensões da superfície carregada e do tipo de superfície, como por exemplo, uma parede ou uma cobertura. Estes coeficientes são apresentados para superfícies carregadas de  $1 \text{ m}^2$  e de  $10 \text{ m}^2$ , por  $C_{pe,1}$  e  $C_{pe,10}$ , respetivamente.

O valor de  $C_{pe,1}$  é utilizado no cálculo de elementos de pequena dimensão, tais como, elementos de revestimento. Já o valor de  $C_{pe,10}$  destina-se ao cálculo da estrutura resistente global.

### Paredes verticais de edifícios

A ação do vento não é uma ação uniforme ao longo de todas as paredes dos edifícios, sendo necessário identificar as paredes. No caso das paredes dispostas na mesma direção em que atua a ação do vento, estas devem ser divididas em diferentes zonas em que atuam diferentes valores de pressão do vento. As diferentes zonas são especificadas na Figura 4.3.

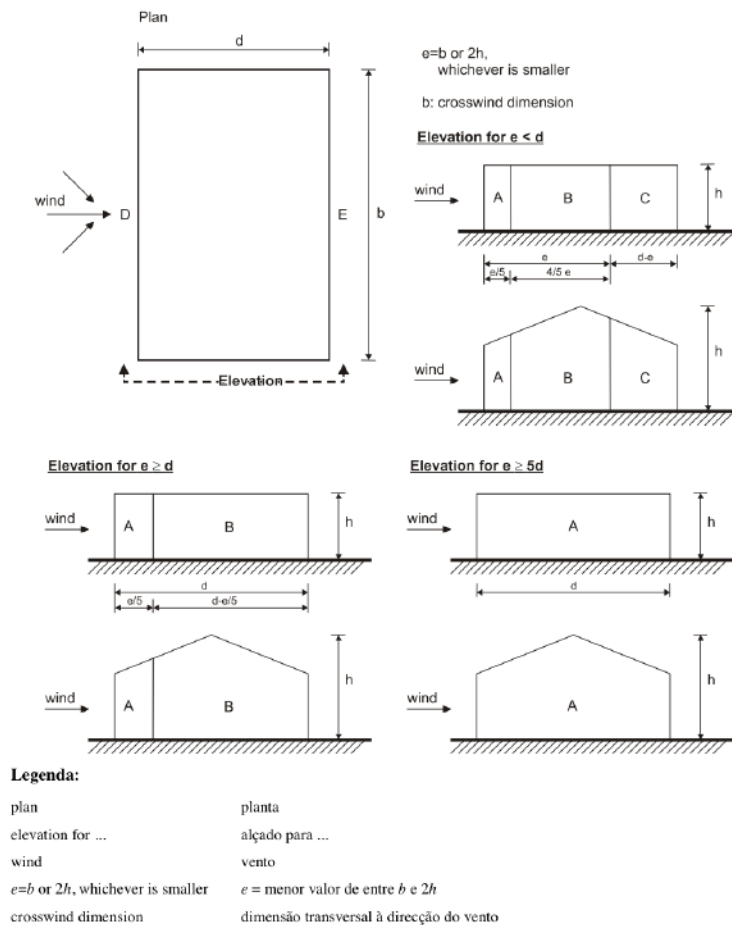


Figura 4.3 – Zonas em paredes verticais. [7]

Os valores de  $C_{pe,1}$  e  $C_{pe,10}$  são apresentados no Quadro 4.5 em função da parede e da zona.

Quadro 4.5 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior,  $C_{pe,1}$  e  $C_{pe,10}$ , para paredes verticais. [7]

Zona	A		B		C		D		E	
$h/d$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

### Coberturas de uma vertente

Também em coberturas de uma vertente, a área destas deve ser dividida em zonas. Este zonamento é apresentado na Figura 4.4.

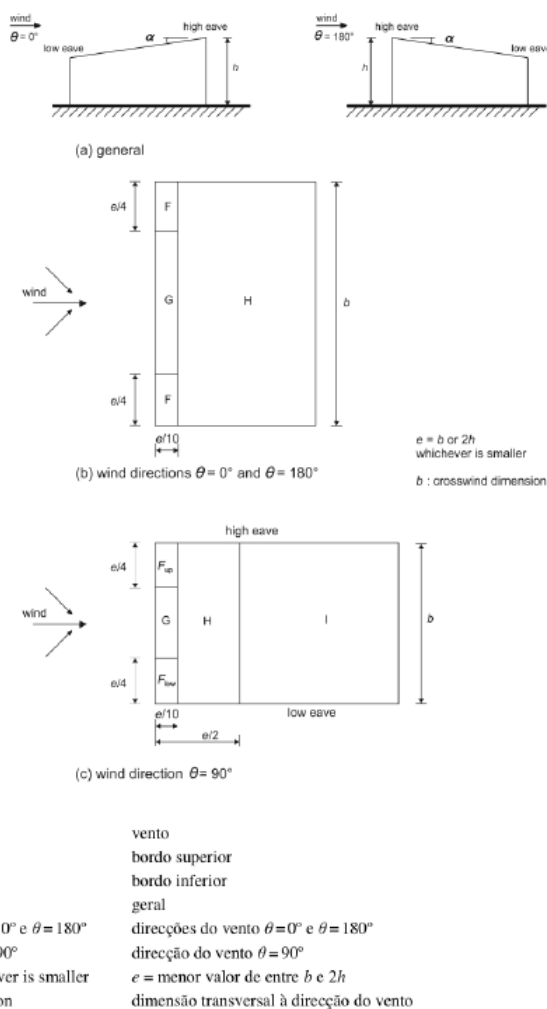


Figura 4.4 – Zonas em coberturas de uma vertente. [7]

Os valores de  $C_{pe,1}$  e  $C_{pe,10}$  são apresentados no Quadro 4.6 em função da zona da cobertura e da direcção do vento.

Quadro 4.6 (1 de 2) – Coeficiente de pressão exterior para coberturas de uma vertente [7]

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direcção do vento $\theta=0^\circ$						Zona; Direcção do vento $\theta=180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+ 0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Quadro 4.6 (2 de 2) – Coeficiente de pressão exterior para coberturas de uma vertente [7]

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direcção do vento $\theta = 90^\circ$									
	$F_{up}$		$F_{low}$		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	
<b>NOTA 1:</b> Com $\theta = 0^\circ$ (ver o Quadro a)), a pressão varia rapidamente entre valores positivos e negativos para inclinações entre $\alpha = +5^\circ$ e $\alpha = +45^\circ$ , razão pela qual são fornecidos valores positivos e negativos. Para estas coberturas deverão ser considerados dois casos: um com todos os valores positivos e um outro com todos os valores negativos. Não é permitida a mistura, numa mesma vertente, de valores positivos com valores negativos.										
<b>NOTA 2:</b> Para ângulos intermédios de inclinação da vertente, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre valores com o mesmo sinal. Os valores iguais a 0,0 são fornecidos para efeitos de interpolação.										

#### 4.2.4 Ação Sísmica

Quando uma estrutura se encontra numa zona suscetível de ocorrência de sismo, é necessário estudar os seus efeitos pois daí podem advir danos irreparáveis às estruturas e perda de vidas.

No estudo do comportamento das estruturas relativamente aos sismos, aplica-se a norma NP EN 1998-1 [8] que determina que as estruturas implantadas em zonas sísmicas devem ser projetadas de forma a verificar os seguintes estados limites:

- Estados limites últimos;
- Estados de limitação de danos.

Os estados limites últimos são os associados ao colapso local ou global das estruturas que possam pôr em causa a segurança dos utilizadores. Os estados de limitação de danos referem-se à não ocorrência de danos nas estruturas cujos custos de reparação sejam desproporcionalmente elevados relativamente à própria estrutura.

Durante a ocorrência de um sismo, as estruturas estão sujeitas, não só, às cargas verticais mas também a forças horizontais resultantes da excitação no plano, decorrente da ação sísmica. [2]

O método de cálculo apresentado pela norma baseia-se na utilização de espectros de resposta representativos do movimento sísmico à superfície do terreno. Este espectro depende da zona sísmica em que a estrutura será construída e é designado por espectro de resposta elástica.

No dimensionamento de estruturas em Portugal devem ser considerados dois tipos de ação sísmica. A ação sísmica Tipo 1, designado de “afastado”, referente a sismos com epicentro na região Atlântica e a ação sísmica Tipo 2, designado de “próximo” que se refere aos sismos com epicentro no Continente ou no Arquipélago dos Açores.

O espectro de resposta elástica pode ser obtido pelas expressões seguintes e assume a forma representada na Figura 4.5.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (4.12)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.13)$$

em que:

$S_e(T)$  – espectro de resposta elástica;

$T$  – período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$T_B$  – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$a_g$  – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A

$S$  – coeficiente de solo;

$\eta$  – coeficiente de correção do amortecimento.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (4.14)$$

$\xi$  – amortecimento viscoso da estrutura (%), igual a 1,0 para 5% de amortecimento.

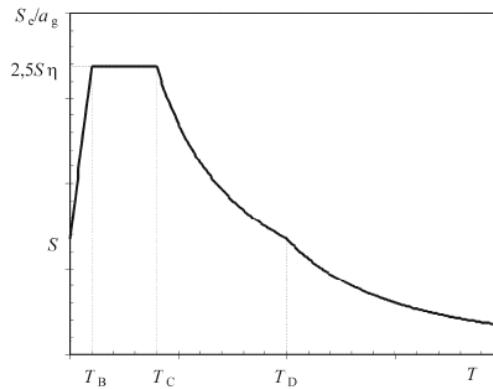


Figura 4.5 – Forma do espectro de resposta elástica. [8]

O valor de cálculo da aceleração à superfície,  $a_g$ , é função da zona sísmica, do tipo de sismo e da classe de importância da estrutura; assim, é dado por:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1 \quad (4.15)$$

em que:

$a_{gR}$  – aceleração máxima de referência;

$\gamma_1$  – coeficiente de importância da estrutura.

No Anexo Nacional da norma é apresentado um zonamento sísmico de Portugal para cada tipo de ação sísmica como ilustrado nas figuras seguintes.

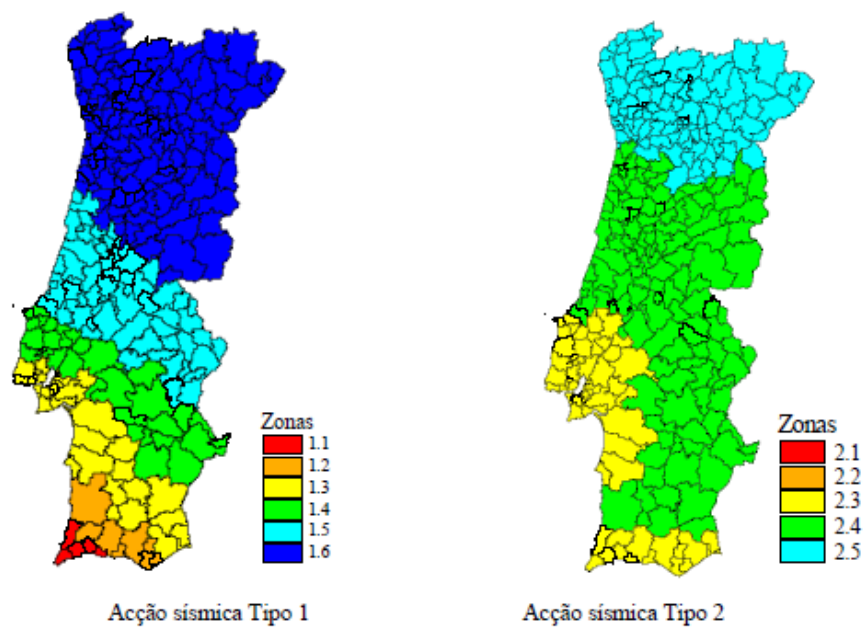


Figura 4.6 – Zonamento sísmico em Portugal Continental. [8]



Figura 4.7 – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira. [8]

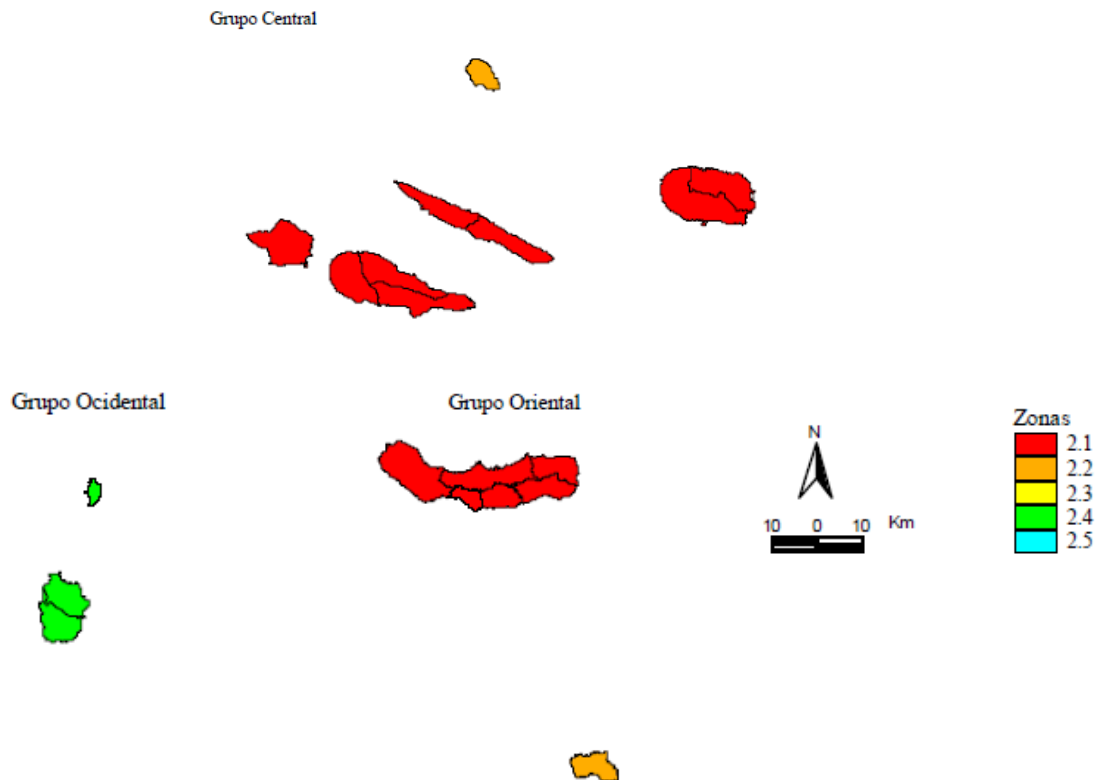


Figura 4.8 – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores. [8]

A cada zona e tipo de ação sísmica está associado um valor de aceleração máxima de referência à superfície,  $a_{gR}$ . Estes valores são apresentados no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  ( $m/s^2$ ). [8]

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	—	—

O coeficiente de importância está definido no Anexo Nacional da norma, em função do tipo de ação sísmica e da importância do edifício para a segurança pública e proteção civil. Os valores são apresentados no Quadro 4.8.



Quadro 4.8 – Classes e coeficientes de importância,  $\gamma_1$ . [8]

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
<b>I</b> – Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo, edifícios agrícolas, etc.	0,65	0,75	0,85
<b>II</b> – Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	1,0	1,0	1,0
<b>III</b> – Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,45	1,25	1,15
<b>IV</b> – Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	1,95	1,50	1,35

O coeficiente de solo,  $S$ , é determinado em função da aceleração à superfície, a partir de:

$$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 : S = S_{max} \quad (4.16)$$

$$1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 : S = -\frac{S_{max} - 1}{3}(a_g - 1) \quad (4.17)$$

$$a_g \geq 4 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} : S = 1,0 \quad (4.18)$$

Os valores de  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e  $S_{max}$ , são definidos no Anexo Nacional em função do tipo de ação sísmica e do tipo de terreno. Os valores são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 4.9 – Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástica. [8]

Tipo de terreno	Ação sísmica Tipo 1				Ação sísmica Tipo 2			
	$S_{max}$	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$	$S_{max}$	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1,0	0,1	0,6	2,0	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0	1,8	0,1	0,25	2,0

Os tipos de terreno presentes no Quadro 4.9 são definidos na norma e apresentados a seguir.

Quadro 4.10 – Tipos de terreno. [8]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

O conceito de espectro de resposta elástica admite que uma estrutura sujeita a uma ação sísmica recupera a sua posição inicial após a ocorrência do sismo mantendo a integridade. Na realidade, isto não se verifica. A estrutura acaba por plastificar antes de atingir um nível de força linear, logo quando deixa de ser solicitada, o seu deslocamento mantém-se, designando-se por comportamento não linear.

A fim de evitar uma análise estrutural não elástica, a norma propõe que se efetue uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido relativamente ao de resposta elástica. Este espectro é denominado por espectro de cálculo e a redução deve-se à capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida pelo comportamento dúctil dos seus elementos, quantificada pelo coeficiente de comportamento  $q$ .

O valor do coeficiente de comportamento,  $q$ , pode ser obtido a partir de:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (4.19)$$

em que:

$q_0$  – valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura, apresentados no Quadro 4.11;

$k_w$  – coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Quadro 4.11 – Valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_0$ . [8]

<i>Tipo estrutural</i>	<i>DCM</i>	<i>DCH</i>
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	3,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsional flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0
Nota: Normalmente adota-se um coeficiente correspondente à classe de ductilidade média <i>DCM</i> . No caso de edifícios não regulares em altura, o valor de $q_0$ deve ser reduzido em 20%.		

O fator de majoração  $\alpha_u/\alpha_1$ , para edifícios regulares em planta, assume os valores apresentados no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 – Fator de majoração  $\alpha_u/\alpha_1$ . [8]

<i>Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos</i>	
Edifícios de um só piso	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
<i>Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes</i>	
Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
Outros sistemas de paredes não acopladas	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
Nota: No caso de edifícios não regulares em planta, o valor aproximado de $\alpha_u/\alpha_1$ que pode ser utilizado é igual à média entre 1,0 e o valor estabelecido para o sistema estrutural em causa.	

O coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes deve ser igual a:

$k_w = 1,0$ , para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos;

$k_w = (1 + \alpha_0)/3 \leq 1,0$ , mas não inferior a 0,5, para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis.

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (4.20)$$

em que:

$h_{wi}$  – altura da parede  $i$ ;

$l_{wi}$  – comprimento da secção da parede  $i$ .

Assim, o espectro de cálculo é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.21)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.22)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.23)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.24)$$

O parâmetro  $\beta$  corresponde ao limite inferior do espectro de cálculo e toma um valor igual a 0,2.

Após obtidos os espectros de cálculo, estes são transferidos para o *Robot* para se obter a resposta da estrutura relativamente à ação do sismo.

#### 4.2.4.1 Análise modal

A análise sísmica tem como base o comportamento das estruturas; assim, antes de realizar uma análise sísmica, é necessário fazer-se uma análise modal das estruturas. [2]

A análise modal consiste em analisar o comportamento das estruturas através das frequências naturais destas e os seus respetivos modos de vibração. Frequentemente, os modos de vibração mais significativos são os três primeiros, que correspondem a dois módulos de translação, nas duas direções ortogonais e um de torção. Estes modos de vibração podem ser determinados com recurso ao *Robot*.

Segundo a norma deve ter-se em conta o efeito de inércia da ação sísmica, contabilizando-se a presença de massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações:

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{kj} \quad (4.25)$$

em que:

$\psi_{Ei}$  — coeficiente de combinação para a ação variável  $i$ .

Aplicando esta combinação, estabelece-se que na ocorrência de sismos se considerem os efeitos de todas as ações permanentes e parte das ações variáveis. Os coeficientes de combinação das ações variáveis devem ser determinados por:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (4.26)$$

Considera-se um efeito reduzido das ações variáveis, pois considera-se que apenas parte dessas ações estão a atuar numa estrutura durante a ocorrência de sismos.

Os valores de  $\psi_{2i}$  são obtidos através da norma NP EN 1990, apresentados no Quadro 4.22 deste relatório.

Os valores recomendados para  $\varphi$  são apresentados no Quadro 4.13.

Quadro 4.13 – Valores de  $\varphi$  para calcular  $\psi_{Ei}$ . [8]

<i>Tipo de acção variável</i>	<i>Piso</i>	<i><math>\varphi</math></i>
<i>Categorias A-C<sup>a)</sup></i>	<i>Cobertura</i>	<i>1,0</i>
	<i>Pisos com ocupações correlacionadas</i>	<i>0,8</i>
	<i>Pisos com ocupações independentes</i>	<i>0,5</i>
<i>Categorias D-F<sup>a)</sup> e arquivos</i>		<i>1,0</i>

Segundo a norma NP EN 1998-1, devem ser considerados todos os modos que cumpram uma das seguintes condições:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são considerados.

Quando se utiliza um modelo espacial da estrutura, as condições acima definidas devem ser verificadas em duas direções ortogonais, segundo a maior e menor dimensão em planta da estrutura.

Os valores máximos de resposta da estrutura às ações sísmicas podem ser quantificados através de espectro de resposta por sobreposição modal, ou seja, determinar a resposta global da estrutura por sobreposição das respostas para cada modo de vibração.

Para este efeito encontram-se diversos métodos recomendados, dos quais:

a) Método da soma dos valores máximos das respostas para cada modo de vibração, obtendo um limite superior da resposta global da estrutura.

$$Q_{max} = \sum_{n=1}^N Q_{n,max} \quad (4.27)$$

b) Método SRSS (*square root of the sum of the squares*) ou CQS – Combinação Quadrática Simples. Permite que o valor máximo da resposta global seja calculado como a raiz quadrada do somatório dos quadrados da resposta dessa grandeza em cada modo.

$$Q_{max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N Q_{n,max}^2} \quad (4.28)$$

em que:

$Q$  – deslocamento, aceleração, esforço, etc.

Este método apresenta resultados viáveis quando as respostas dos modos de vibração sejam independentes entre si. As respostas de dois modos de vibração,  $i$  e  $j$ , podem ser consideradas independentes entre si se os seus períodos,  $T$ , satisfizerem a seguinte condição (com  $T_j \leq T_i$ ):

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (4.29)$$

Quando se verifica esta condição, o valor máximo do efeito de uma ação sísmica pode ser calculado a partir de:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.30)$$

em que:

$E_E$  — efeito considerado da ação sísmica;

$E_{Ei}$  — valor desse efeito da ação sísmica devido ao modo de vibração  $i$ .

Caso não se verifique a condição de (4.29), devem adotar-se métodos mais rigorosos para a combinação dos máximos modais, como por exemplo a Combinação Quadrática Completa – CQC. Este método considera a correlação existente entre as diversas frequências próprias de cada modo de vibração.

Na análise de uma estrutura aos sismos é necessário considerar a combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica.

A norma admite que quando o sismo atua com o valor máximo numa direção, o mesmo não acontece na outra direção, o que significa que os máximos nunca ocorrem ao mesmo tempo nas duas direções. Assim, os esforços devidos à combinação das componentes horizontais da ação sísmica podem ser calculados a partir de:

$$E_d = E_{Edx} + 0,3 E_{Edy} \quad (4.31)$$

$$E_d = 0,3 E_{Edx} + E_{Edy} \quad (4.32)$$

em que:

$E_{Edx}$  — esforços devidos à ação sísmica segundo o eixo  $x$ ;

$E_{Edy}$  — esforços devidos à ação sísmica segundo o eixo  $y$ .

#### 4.2.5 Impulso Hidrostático

O impulso hidrostático ocorre em estruturas projetadas para armazenar fluidos no seu interior, como por exemplo os reservatórios. Esta ação é exercida sobre as paredes e as lajes de fundo dos reservatórios e depende do peso volúmico do fluido em questão. [2]

No caso de reservatórios com vários compartimentos, é necessário verificar o seu comportamento em várias condições, sendo estas, todos os compartimentos cheios em simultâneo e cheios alternadamente. No caso de reservatórios enterrados é essencial verificar a situação de reservatório vazio, considerando apenas o impulso das terras.

Como se trata de reservatórios é necessário realizar ensaios de estanquidade. Estes ensaios são realizados antes da execução do aterro no perímetro do reservatório. Destes ensaios resulta a situação de reservatório cheio sem a atuação de forças exteriores, como o impulso de terras, a contrariar a ação exercida pela água. Assim é necessário considerar o comportamento dos elementos nesta situação.

O valor do impulso é calculado a partir de:

$$\sigma = \gamma \times h \quad (4.33)$$

em que:

$\gamma$  – peso específico do fluido ( $kN/m^3$ )

$h$  – altura do nível do fluido.

#### 4.2.6 Impulso de Terras

A norma NP EN 1997-1 [9] estabelece que o impulso de terras deve ser calculado a partir do estado de tensão de repouso, quando não se desenvolva movimento relativo entre a estrutura e o terreno.

Na análise do impulso de terras sobre paredes, este é representado por uma carga triangular, de valor igual à tensão horizontal de repouso. O coeficiente de impulso em repouso,  $k_0$ , deve ser determinado por:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi'_d) \sqrt{OCR} \quad (4.34)$$

em que:

$\varphi'_d$  – ângulo de resistência ao corte;

$OCR$  – over consolidation ratio, representa o grau de consolidação dos solos.

O valor de  $OCR$  é obtido pela razão entre a tensão efetiva de pré-consolidação e a tensão efetiva vertical de repouso. Para solos normalmente consolidados,  $OCR$  assume o valor de 1,0.



A tensão horizontal de repouso,  $\sigma_{h0}(H)$ , depende da tensão vertical de repouso,  $\sigma_{v0}(H)$ , assim:

$$\sigma_{v0}(H) = \gamma \times H \quad (4.35)$$

$$\sigma_{h0}(H) = k_0 \times \sigma_v \quad (4.36)$$

Na verificação de estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno, a norma apresenta dois conjuntos de coeficientes parciais para as ações ( $\gamma_F$ ) e dois conjuntos de coeficientes parciais para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ), referentes a duas combinações de ações. Os valores dos diferentes coeficientes de segurança são apresentados nos quadros seguintes.

Quadro 4.14 – Coeficientes parciais para as ações ( $\gamma_F$ ). [9]

Acção		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Quadro 4.15 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ). [9]

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas <sup>a)</sup>	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0
<sup>a)</sup> Este coeficiente é aplicado a $\tan \varphi'$			

O valor do impulso de terras sobre as paredes depende dos parâmetros do terreno, tais como, o ângulo de resistência ao corte e o peso volúmico das terras, assim:

$$\tan \varphi'_d = \frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \quad (4.37)$$

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right) \quad (4.38)$$

Assim, o valor da carga triangular pode ser determinado a partir de:

$$\sigma = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot k_0 \quad (4.39)$$

#### 4.2.7 Retração

O fenómeno da retração no betão é uma propriedade reológica que afeta significativamente o comportamento dos elementos estruturais à fendilhação e à deformação, por isso, deve ser considerado aquando da verificação dos estados limites de utilização. Este fenómeno depende da humidade ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão. [5]

Segundo a norma NP EN 1992-1-1 [10], a extensão total de retração é constituída por duas componentes, a extensão de retração por secagem e a extensão de retração autogénea. Assim, o valor da extensão total de retração considera-se igual a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.40)$$

em que:

$\varepsilon_{cd}$  — extensão de retração por secagem;

$\varepsilon_{ca}$  — extensão de retração autogénea.

A retração por secagem desenvolve-se lentamente no tempo, pois está associada à migração da água através do betão endurecido, resultando numa diminuição do volume do elemento. Geralmente, este fenómeno inicia-se alguns dias após a betonagem.

A evolução com o tempo da extensão de retração por secagem é obtida da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4.41)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (4.42)$$

em que:

$\varepsilon_{cd,0}$  — extensão de retração por secagem de referência;

$t$  – idade do betão em dias;

$t_s$  – idade do betão em dias, no início da retração por secagem;

$k_h$  – coeficiente que depende da espessura equivalente do elemento, apresentado Quadro 4.16.

$h_0$  – espessura equivalente do elemento.

$$h_0 = 2 \frac{A_c}{u} \quad (4.43)$$

$A_c$  – área da secção transversal do elemento;

$u$  – perímetro da parte exposta à secagem.

Quadro 4.16 - Valores de  $k_h$ , dependendo de  $h_0$ . [5]

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

A extensão de retração por secagem de referência,  $\varepsilon_{cd,0}$ , é determinada a partir de:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left( -\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (4.44)$$

em que:

$f_{cm}$  – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$\alpha_{ds1}$  e  $\alpha_{ds2}$  – coeficientes que dependem do tipo de betão, apresentados no Quadro 4.17;

$\beta_{RH}$  – depende da humidade relativa do ambiente;

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (4.45)$$

$RH$  – humidade relativa ambiente (%);

$$RH_0 = 100\%$$

Quadro 4.17 – Valores de  $\alpha_{ds1}$  e  $\alpha_{ds2}$ , dependendo da classe do cimento. [5]

<i>Cimento</i>	$\alpha_{ds1}$	$\alpha_{ds2}$
<i>Classe S</i>	3	0,13
<i>Classe N</i>	4	0,12
<i>Classe R</i>	6	0,11

A retração autogénea tem origem no processo de hidratação do cimento que conduz a uma redução da quantidade de água nos poros. Este tipo de retração dá-se durante a cura do betão e ocorre, principalmente, durante os primeiros dias de idade deste.

A extensão de retração autogénea é obtida por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4.46)$$

em que:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \quad (4.47)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = -2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (4.48)$$

#### 4.2.8 Ações Térmicas

As estruturas estão sujeitas a variações de temperatura, diárias ou sazonais, que conduzem a uma variação diferencial do volume dos seus elementos. Deve assegurar-se que os movimentos originados pela ação da temperatura não provoquem tensões de tração excessivas no betão.

A norma NP EN 1991-1-5 [11] determina que as ações térmicas devem ser especificadas utilizando as seguintes grandezas:

- Componente da variação uniforme de temperatura;
- Componente linear da variação diferencial de temperatura;
- Diferença de temperatura entre diversas partes de uma estrutura.

##### 4.2.8.1 Variação uniforme de temperatura

A variação uniforme da temperatura,  $\Delta T_u$ , refere-se à diferença entre a temperatura média,  $T$ , de um elemento e a sua temperatura inicial,  $T_0$ . Normalmente corresponde a variações anuais da temperatura ambiente. São tratadas como variações uniformes devido ao seu processo lento.

Segundo a norma NP EN 1991-1-5, a componente da variação uniforme de temperatura de um elemento estrutural é definida por:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (4.49)$$

A temperatura média da estrutura,  $T$ , depende das condições de Verão/ Inverno e é determinada, aproximadamente, como sendo a média das temperaturas do ambiente interior,  $T_{in}$ , e exterior,  $T_{out}$ .

Nos quadros seguintes, retirados da norma, são apresentados os valores adotados para as temperaturas do ambiente interior e exterior.

Os valores da temperatura do ambiente exterior dependem da estação do ano, da implantação da estrutura relativamente à cota do terreno, da orientação desta e das características das superfícies exteriores.

Quadro 4.18 – Temperaturas interiores,  $T_{in}$ . [11]

Estação	Temperatura $T_{in}$
Verão	$T_1 = 25\text{ °C}$
Inverno	$T_2 = 18\text{ °C}$

Quadro 4.19 – Temperaturas exteriores,  $T_{out}$ , para zonas da estrutura acima do solo. [11]

Estação	Factor significativo		Temperatura $T_{out}$ em °C
Verão	Absorvidade relativa dependente da cor da superfície	0,5 superfície clara brilhante	$T_{max} + T_3$
		0,7 superfície de cor clara	$T_{max} + T_4$
		0,9 superfície escura	$T_{max} + T_5$
Inverno			$T_{min}$

Devem utilizar-se os seguintes valores:

$$T_3 = 0 \text{ °C}; T_4 = 2 \text{ °C}; T_5 = 5 \text{ °C}$$

Os valores de  $T_{out}$  assim obtidos, são válidos para superfícies horizontais ou viradas a Oeste. Para ter em conta outras orientações da superfície, o valor  $T_{out}$  pode ser multiplicado pelo coeficiente  $\eta$  obtido a partir da seguinte expressão empírica:

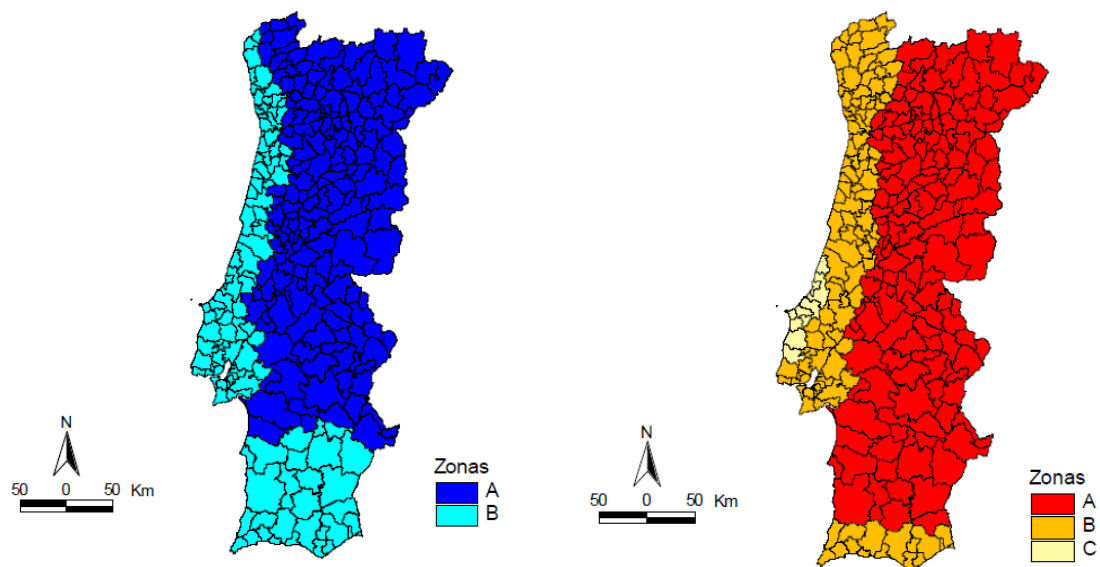
$$\eta = 0,9 + 0,1 \times \text{sen}[(\beta / 360^\circ)^{2,5} \times 360^\circ - 90^\circ]$$

onde  $\beta$  representa o ângulo, em graus, que a normal exterior do elemento estrutural faz com o Norte, medido no sentido horário (ex.: N  $\rightarrow \beta = 0^\circ$ ; S  $\rightarrow \beta = 180^\circ$ ; SO  $\rightarrow \beta = 225^\circ$ ).

Quadro 4.20 – Temperaturas exteriores,  $T_{out}$ , para zonas da estrutura enterradas. [11]

Estação	Profundidade abaixo do solo	Temperatura $T_{out}$
Verão	Inferior a 1m	$T_6 = 18\text{ °C}$
	Superior a 1m	$T_7 = 15\text{ °C}$
Inverno	Inferior a 1m	$T_8$
	Superior a 1m	$T_9$
No Inverno os valores de $T_8$ e $T_9$ dependem da zona em que se encontra o edifício. A delimitação das zonas A, B e C encontra-se definida em NA-A.1(1).		
Profundidade:		Zona A      Zona B      Zona C
Inferior a 1 m ( $T_8$ )		0 °C      5 °C      10 °C
Superior a 1 m ( $T_9$ )		3 °C      8 °C      13 °C

As zonas apresentadas no Quadro 4.20 são estipuladas no Anexo Nacional A da norma, para as condições de Verão e de Inverno, separadamente como mostra a Figura 4.9.



a) Zonamento térmico para as condições de Inverno no Continente

b) Zonamento térmico para as condições de Verão no Continente

Figura 4.9 – Zonamento térmico do território de Portugal Continental. [11]

A totalidade dos arquipélagos da Madeira e Açores integram também as zonas B e C, respetivamente.

As temperaturas mínimas e máximas para as diversas zonas são também definidas na norma e são apresentadas no Quadro 4.21.

Quadro 4.21 – Valores das temperaturas mínimas,  $T_{min}$ , e máximas,  $T_{max}$ , dependendo da zona. [11]

Zona	$T_{min}$	$T_{max}$
A	-5 °C	45 °C
B	0 °C	40 °C
C	5 °C	35 °C

A norma especifica ainda que aos valores indicados para a temperatura mínima,  $T_{min}$ , se subtraia 0,5 °C por cada 100 m de altitude e que aos valores indicados para a temperatura máxima,  $T_{max}$ , se subtraia 1,0 °C, igualmente, por cada 100 m de altitude.

#### 4.2.8.2 Variação diferencial de temperatura

A variação diferencial da temperatura,  $\Delta T_M$ , diz respeito à diferença entre as temperaturas nas superfícies exterior e interior do elemento, assim:

$$\Delta T_M = T_{in} - T_{out} \quad (4.50)$$

### 4.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

#### 4.3.1 Estado Limite Último

Na verificação dos estados limites últimos, importa essencialmente a grandeza das ações que atuam sobre a estrutura. Para esta verificação, são definidas as seguintes combinações de ações de acordo com a norma NP EN 1990 [4]:

##### Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinação fundamental)

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.51)$$

##### Combinação de ações para situações de projeto acidentais

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.52)$$

**Combinação de ações para situações de projeto sísmicas**

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.53)$$

Os valores recomendados para os coeficientes  $\psi$  estão estabelecidos no Anexo A1 da norma NP EN 1990, apresentados no seguinte quadro.

Quadro 4.22 – Valores recomendados para os coeficientes  $\psi$  para edifícios. [4]

Ação	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30$ kN < peso dos veículos $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) <sup>*)</sup>			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA: Os valores de $\psi$ poderão ser definidos no Anexo Nacional. <sup>*)</sup> Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.			

A norma estabelece ainda valores para os coeficientes parciais de segurança das ações,  $\gamma$ . Estes valores são apresentados no Quadro 4.23.

Quadro 4.23 – Coeficientes parciais de segurança. [4]

Ações		Símbolos	Situação de projeto	
Permanentes	<b>Equilíbrio estático</b>			
	Desfavorável	$\gamma_{G,sup}$	1,1	1,0
	Favorável	$\gamma_{G,inf}$	0,9	1,0
	<b>Rotura e Geotécnico</b>			
	Desfavorável	$\gamma_{G,sup}$	1,35	1,0
	Favorável	$\gamma_{G,inf}$	1,0	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,5	1,0
Acidental	Desfavorável	$\gamma_A$	-	1,0



### 4.3.2 Estado Limite de Utilização

Na verificação da segurança aos estados limites de utilização, importa essencialmente a duração da ação. Existem três tipos de combinações, caracterizadas pela duração das ações, as características, as frequentes e as quase-permanentes.

Nas expressões que definem estas combinações de ações, admite-se que todos os coeficientes parciais são iguais a 1,0.

#### Combinação característica

Associada a ações que atuam sobre a estrutura por períodos de muita curta duração, apenas algumas horas do seu tempo de vida útil.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.54)$$

#### Combinação frequente

Associada a ações de curta duração que solicitem a estrutura cerca de 5% do seu tempo de vida útil.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.55)$$

#### Combinação quase-permanente

Associada a ações de longa duração que podem atuar na estrutura durante metade da sua vida útil.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.56)$$

## CAPÍTULO 5

### DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 2

#### 5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo serão apresentados os principais aspetos para o dimensionamento de elementos estruturais em betão armado.

Todos os aspetos e metodologias apresentados são os preconizados na NP EN 1992-1-1 [10].

#### 5.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

##### 5.2.1 Betão

###### 5.2.1.1 Resistência

A utilização do betão como material de construção é justificada pela sua elevada capacidade de resistir a esforços de compressão. Com base nesta afirmação, o betão é classificado de acordo com a sua capacidade resistente a estes esforços, recorrendo a provetes cilíndricos,  $f_{ck}$ , ou a provetes cúbicos,  $f_{ck,cube}$ , ensaiados à compressão. [5]

As classes de resistência apresentadas na norma NP EN 1992-1-1 baseiam-se no valor característico da resistência à compressão de provetes cilíndricos aos 28 dias de idade e são apresentadas juntamente com as propriedades mecânicas do betão no quadro 3.1 da mesma. As classes de resistência aparecem identificadas por  $Cf_{ck}/f_{ck,cube}$  em MPa.

Relativamente à resistência à tração, esta refere-se à tensão mais elevada atingida sob esforços de tração simples.

O valor da resistência à tração de um betão pode ser obtido através de ensaios de compressão diametral. Quando assim é, pode considerar-se para valor aproximado da tensão de rotura à tração simples, 90% da tensão de rotura à tração por compressão diametral.

### 5.2.1.2 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade de um betão depende dos módulos de elasticidade dos seus componentes. Também no quadro 3.1 na norma NP EN 1992-1-1, para cada classe de resistência, é indicado um valor aproximado,  $E_{cm}$ , definido como módulo de elasticidade secante entre  $\sigma_c = 0$  e  $0,4f_{cm}$ . O valor apresentado no quadro é obtido recorrendo à curva que relaciona as tensões e as extensões do betão, representada na Figura 5.1.

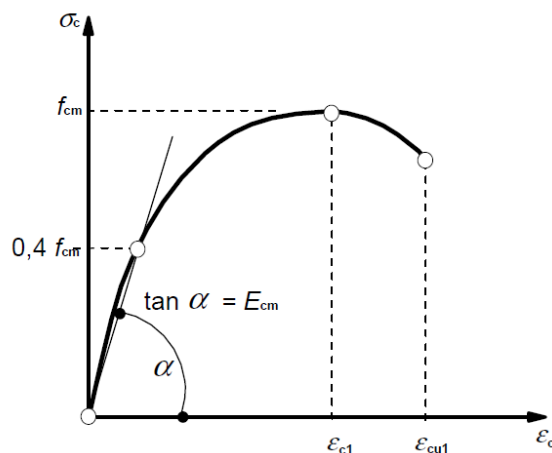


Figura 5.1 - Relação tensões-extensões para a análise estrutural. [10]

### 5.2.1.3 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson representa a relação entre as deformações transversais e longitudinais de uma peça de betão.

A norma NP EN 1992-1-1 sugere que se usem os seguintes valores para o coeficiente de Poisson:

$\nu = 0,2$  para betão não fendilhado;

$\nu = 0$  para betão fendilhado.

### 5.2.1.4 Coeficiente de dilatação térmica linear

O coeficiente de dilatação térmica linear,  $\alpha$ , representa o aumento do comprimento de uma barra quando sujeito a um aumento de temperatura. Na falta de informação mais rigorosa, este coeficiente pode ser considerado igual a  $10 \times 10^{-6} K^{-1}$ .

## 5.2.2 Aço para Betão Armado

### 5.2.2.1 Resistência

A inserção de aço no betão é da maior importância pois permite melhorar o comportamento de elementos estruturais em betão funcionando como elemento resistente a esforços de tração. Quando a capacidade resistente à tração do betão é excedida, este fendilha e o esforço de tração passa a ser resistido pelo aço.

O aço para betão armado, também designado por armaduras, é classificado de acordo com o seu processo de fabrico, aderência (características da superfície) e resistência.

As classes dos aços são caracterizadas pelo valor característico da tensão de cedência,  $f_{yk}$ , dos mesmos. As regras apresentadas pela norma NP EN 1992-1-1 relativas ao projeto e às disposições construtivas são válidas para aços com tensões de cedência compreendidas entre 400 MPa a 600 MPa.

### 5.2.2.2 Ductilidade

A ductilidade das armaduras é definida pela relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência,  $(f_t/f_y)_k$  do aço em questão e pela extensão na carga máxima,  $\epsilon_{uk}$ . Na Figura 5.2 estão representadas as curvas tensões-extensões para aço laminado a quente e aço endurecido a frio.

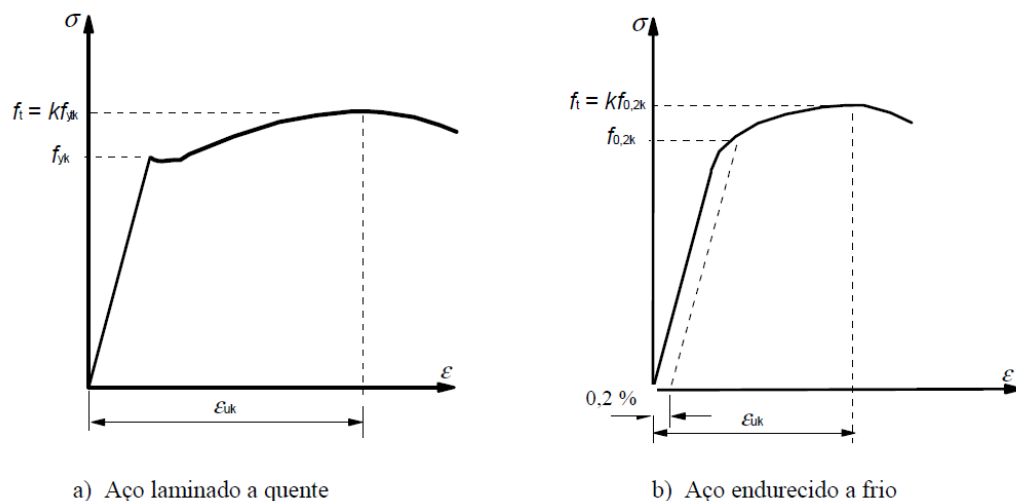


Figura 5.2 – Curvas tensão-extensão do aço de armaduras para betão armado. [10]

### 5.2.2.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade a considerar para o aço das armaduras,  $E_s$ , deve ser igual a 200 GPa.

## 5.3 RESISTÊNCIA DE ELEMENTOS EM BETÃO ARMADO

### 5.3.1 Estados Limites Últimos

Para dimensionar um elemento estrutural é necessário analisar os esforços que atuam no mesmo e adotar uma geometria. Com base na informação retirada da análise estrutural e na geometria adotada é possível determinar a armadura necessária para verificar a segurança do elemento em estudo. É essencial referir que em alguns casos, após a verificação, é necessário alterar a geometria anteriormente adotada para que o elemento tenha a sua segurança verificada.

Todos os elementos estruturais em betão armado, integrantes nos projetos realizados, foram dimensionados com os critérios vigentes na normal NP EN1992-1-1.

#### 5.3.1.1 Flexão

Segundo a norma, numa análise elástica linear, para estado limite último, pode ser efetuada uma redistribuição de esforços desde que a distribuição de momentos resultante continue a equilibrar as cargas aplicadas ao elemento.

Para que a redistribuição de momentos possa ser efetuada sem uma verificação explícita da capacidade de rotação, é necessário que se cumpram as seguintes especificações:

$$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot \frac{x_u}{d} \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.1)$$

em que:

$$k_1 = 0,44 \text{ e } k_2 = 1,25 \left( 0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right)$$

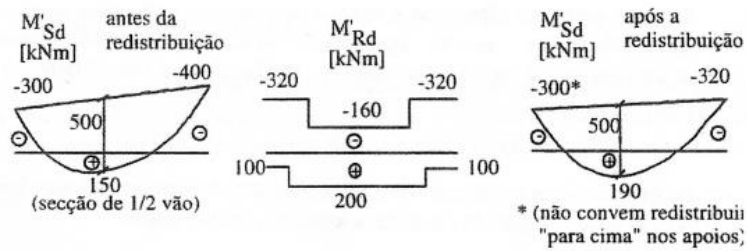
$\varepsilon_{cu2}$  – extensão última, igual a 3,5‰;

$\delta$  – relação entre o momento após a redistribuição e o momento fletor elástico;

$x_u$  – profundidade do eixo neutro no estado limite último após redistribuição;

$d$  – altura útil da secção.

Na figura seguinte é possível ver dois exemplos do funcionamento da redistribuição de esforços.



Redistribuição de esforços, numa viga, para ações gravíticas

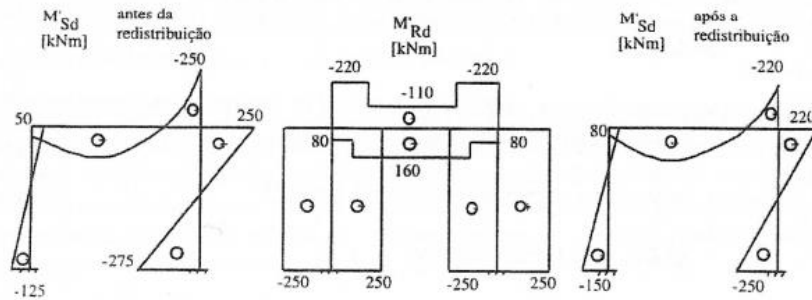


Figura 5.3 – Redistribuição de esforços. [12]

No dimensionamento de elementos em betão armado, inicialmente admite-se que a armadura se encontra em cedência, para que a peça apresente ductilidade na situação de rotura; assim é necessário verificar a seguinte relação:

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{syd} \quad (5.2)$$

No dimensionamento de elementos sujeitos à flexão simples, composta ou desviada, normalmente recorre-se a tabelas de cálculo e ábacos de dimensionamento de secções de betão [13].

### Flexão simples

#### Momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (5.3)$$

em que:

$M_{Ed}$  – momento fletor atuante;

$b$  – largura da secção;

$d$  – altura útil da secção;

$f_{cd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Armadura necessária:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \leftrightarrow A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.4)$$

em que:

$\omega$  – percentagem mecânica de armadura;

$f_{yd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

As soluções de armadura obtidas através do cálculo anterior, estão sempre limitadas entre valores de armadura mínima e máxima estipulados pela norma. Estes limites são:

$$A_{s,min} \geq 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ mas não inferior a } 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (5.5)$$

em que:

$f_{ctm}$  – valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;

$f_{yd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

$b_t$  – largura da secção tracionada;

$d$  – altura útil da secção.

$$A_{s,max} \leq 0,04 \cdot A_c \quad (5.6)$$

em que:

$A_c$  – área de betão.

### Flexão composta

Esforço normal e momento fletor reduzido:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (5.7)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (5.8)$$

em que:

$N_{Ed}$  – esforço axial atuante;

$M_{Ed}$  – momento fletor atuante;

$b$  – largura da secção;

$h$  - altura da secção;

$f_{cd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Armadura necessária:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \leftrightarrow A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.9)$$

em que:

$\omega$  – percentagem mecânica de armadura;

$f_{yd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Também neste caso, as armaduras obtidas estão limitadas por valores mínimos e máximos iguais aos anteriores.

### Flexão desviada

Momentos fletores reduzidos:

$$\mu_y = \frac{M_{Ed,y}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (5.10)$$



$$\mu_z = \frac{M_{Ed,z}}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (5.11)$$

em que:

$M_{Ed,y}$  e  $M_{Ed,z}$  – momentos fletores atuantes;

$b$  – largura da secção;

$h$  - altura da secção;

$f_{cd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Esforço normal reduzido:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (5.12)$$

em que:

$N_{Ed}$  – esforço axial atuante;

$b$  – largura da secção;

$h$  - altura da secção;

$f_{cd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Armadura necessária:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \leftrightarrow A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.13)$$

em que:

$\omega$  – percentagem mecânica de armadura;

$f_{yd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

À semelhança da flexão simples e composta, também a armadura calculada para a flexão desviada está limitada pelas armaduras mínima e máxima.

### 5.3.1.2 Esforço transversal

Todos os elementos lineares submetidos a esforços de flexão estão simultaneamente sujeitos a esforços de corte ou transversal, que originam tensões tangenciais no betão. [5]

Para que um elemento em betão armado tenha a sua segurança verificada, sem a necessidade de calcular uma armadura de esforço transversal, é necessário que se cumpra a seguinte relação:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (5.14)$$

em que:

$V_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,c}$  – valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal.

O valor de cálculo do esforço transversal resistente,  $V_{Rd,c}$  é obtido por:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad (5.15)$$

em que:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c = 1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

$A_{sl}$  – área da armadura de tração;

$b_w$  – menor largura da secção transversal na área tracionada [mm].

Quando a secção não cumpre o requisito anterior é necessário calcular uma armadura de esforço transverso. O calculo destes elementos baseia-se num modelo de treliça representado na Figura 5.4.

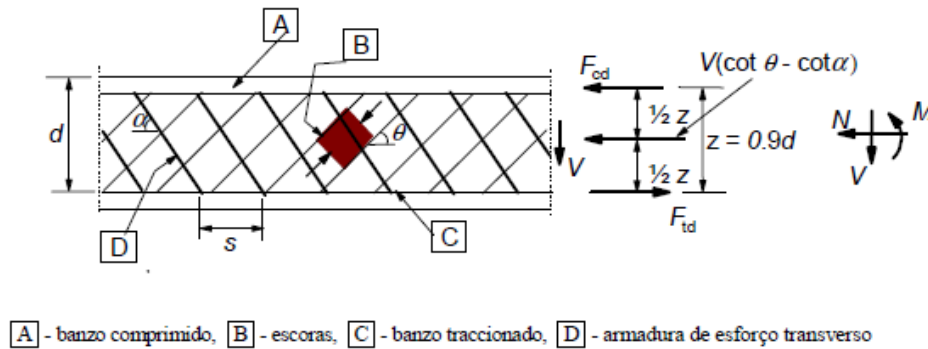


Figura 5.4 – Modelo de treliça. [10]

em que:

$\alpha$  – ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga;

$\theta$  – ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

$z$  – braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento.

Segundo a norma NP EN 1992-1-1:

$$z = 0,9d$$

$\cot \theta$  deverá ser limitado entre 1 e 2,5.

À semelhança do caso anterior, para que a secção tenha a sua segurança ao esforço transverso verificada é necessário que o esforço transverso atuante seja inferior ou igual ao esforço resistente.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (5.16)$$

No caso de elementos com armadura de esforço transverso constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente  $V_{Rd}$  é determinado de acordo com:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \leq V_{Rd,max} \quad (5.17)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (5.18)$$

em que:

$\frac{A_{sw}}{s}$  – área da secção transversal das armaduras de esforço transversal / espaçamento dos estribos;

$f_{ywd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

$\alpha_{cw}$  – coeficiente que tem em conta o estado de tensões no banzo comprimido;

$v_1$  – coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforços transversos.

$$v_1 = v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (5.19)$$

em que:

$f_{ck}$  – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão.

Assim, a armadura de esforço transversal é determinada de acordo com:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (5.20)$$

Segundo a norma, quando se verifique que não é necessária armadura de esforço transversal deverá prever-se uma armadura mínima.

A taxa de armadura de esforço transversal é dada pela expressão:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} \quad (5.21)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \quad (5.22)$$

Assim:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{(0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \sin \alpha \quad (5.23)$$

O espaçamento longitudinal entre estribos e o espaçamento entre ramos do mesmo estribo, representados na Figura 5.5, estão limitados por valores máximos,  $S_{l,max}$  e  $S_{t,max}$  respetivamente.

$$S_{l,max} = 0,75d (1 + \cot \alpha) \quad (5.24)$$

$$S_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (5.25)$$

em que:

$d$  – altura útil da secção.

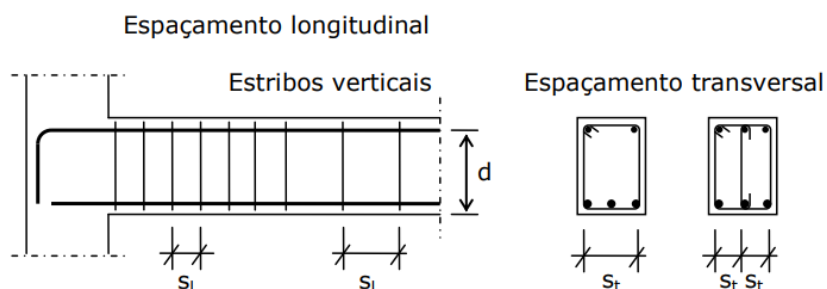


Figura 5.5 – Espaceamento longitudinal e transversal das armaduras de esforço transversal. [5]

### 5.3.1.3 Torção

De acordo com a norma [10], a resistência de secções a esforços de torção pode ser calculada com base numa secção fechada de paredes finas, na qual o equilíbrio é assegurado através de tensões tangenciais. Assim, as secções cheias podem ser estudadas como secções ocas equivalentes de paredes finas. Nos casos de secções com formas mais complexas, a secção pode ser dividida em secções elementares estudadas separadamente, cada uma como uma secção oca equivalente de paredes finas, sendo a resistência à torção a soma da resistência de cada elemento.

Na Figura 5.6 é apresentado um esquema representativo do anteriormente explicado com algumas notações e definições necessárias para a verificação de secções a esforços de torção.

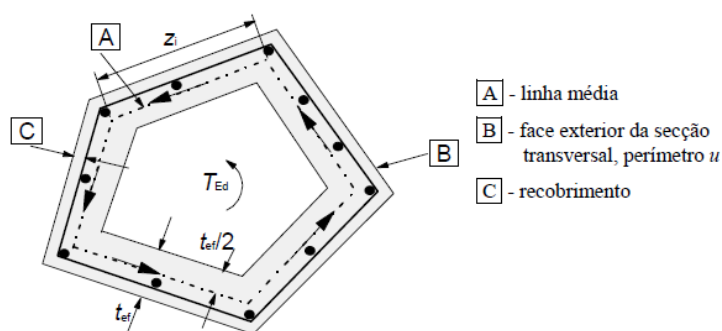


Figura 5.6 – Noções e definições utilizadas no cálculo da torção. [10]

A tensão tangencial numa parede de uma secção sujeita a um momento torsor circular é calculada a partir de:

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2 A_k} \quad (5.26)$$

O esforço tangencial numa parede devido à torção é:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i \quad (5.27)$$

em que:

$T_{Ed}$  – valor de cálculo do momento torsor aplicado;

$A_k$  – área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas;

$$A_k = (b - t_{ef,i})(h - t_{ef,i}) \quad (5.28)$$

$\tau_{t,i}$  – tensão tangencial de torção na parede  $i$ ;

$t_{ef,i}$  – espessura eficaz da parede;

$t_{ef,i} = \frac{A}{u} \geq 2 \times$  a distância entre a face exterior da secção e o eixo das armaduras longitudinais;

$A$  – área total da secção transversal definida pelo contorno exterior, incluindo áreas interiores ocas;

$u$  – perímetro do contorno exterior da secção;

$z_i$  – comprimento da parede, definido pela distância entre os pontos de interseção de paredes adjacentes.

Os esforços de torção podem ser sobrepostos aos do esforço transversal tanto para secções ocas como secções cheias. Para que a resistência de um elemento sujeito a esta ação combinada de esforços não seja excedida, é necessário que se satisfaça a seguinte relação:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0 \quad (5.29)$$

em que:

$T_{Ed}$  – valor de cálculo do momento torsor;

$T_{Rd,max}$  – valor de cálculo do momento torsor resistente máximo;

$V_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço transversor;

$V_{Rd,max}$  – valor de cálculo do esforço transversor resistente máximo.

O valor de cálculo do momento torsor resistente é obtido por:

$$T_{Rd,max} = 2 \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (5.30)$$

No caso de secções cheias, aproximadamente retangulares, só é necessária uma armadura mínima desde que se verifique a seguinte relação:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0 \quad (5.31)$$

em que:

$T_{Rd,c}$  – valor de cálculo do momento torsor de fendilhação, determinado com  $\tau_{t,i} = f_{ctd}$ ;

$V_{Rd,c}$  – valor de cálculo do esforço transversor resistente.

A armadura longitudinal de torção necessária pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot \theta}{2 A_k \cdot f_{yd}} \quad (5.32)$$

em que:

$u_k$  – perímetro referente a  $A_k$

$$u_k = (b - t_{ef,i} + h - t_{ef,i}) \times 2 \quad (5.33)$$

Os varões que constituem a armadura longitudinal devem ser dispostos de modo a que haja pelo menos um varão em cada canto. Os restantes varões devem ser distribuídos uniformemente ao longo do contorno interno das cintas, com um espaçamento nunca superior a 350 mm.

A armadura transversal de torção necessária pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{V_{Ed}}{2 A_k \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta} \quad (5.34)$$

$\frac{A_{st}}{s}$  corresponde à área de cada ramo do estribo.

Os estribos que constituem a armadura transversal estão limitados a um espaçamento longitudinal máximo de  $u/8$ .

Assim, a armadura transversal necessária para a ação combinada da torção e do esforço transversal é calculada por:

$$\frac{A_{sw,total}}{s} = 2 \frac{A_{st}}{s} + \frac{A_{sw}}{s} \quad (5.35)$$

#### 5.3.1.4 Punçoamento

O punçoamento é um fenómeno de esforço transversal resultante de uma carga concentrada ou de uma reação aplicada a uma área, denominada por área carregada  $A_{load}$  de uma laje ou fundação. [10]

Lajes fungiformes e fundações diretas são as situações em que mais correntemente se verifica a segurança ao punçoamento.

Neste ponto será apenas apresentada a verificação de segurança ao punçoamento de lajes fungiformes.

A resistência ao punçoamento depende principalmente da espessura da laje, da geometria e posicionamento do pilar e da resistência do betão. Assim, o primeiro passo é verificar se a resistência ao esmagamento do betão é suficiente.

Na Figura 5.7 é apresentado um modelo para a verificação ao punçoamento com algumas noções que serão utilizadas no cálculo.



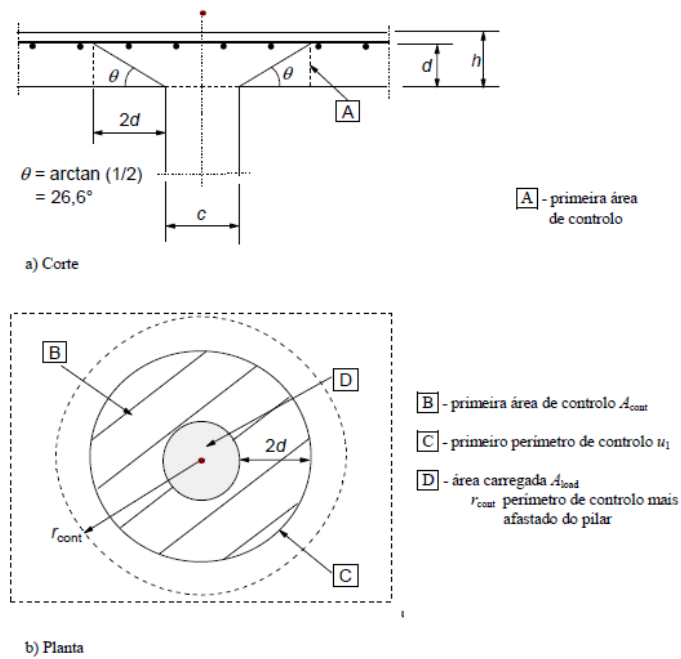


Figura 5.7 - Modelo para a verificação ao punçamento. [10]

De acordo com a norma, a resistência de uma laje ao punçamento deve ser verificada na face do pilar e no primeiro perímetro de controlo,  $u_1$ . Geralmente, este perímetro é definido a uma distância  $2,0d$  da face do pilar e o seu traçado deve corresponder ao menor comprimento possível.

Na Figura 5.8 são apresentados alguns primeiros perímetros de controlo típicos.

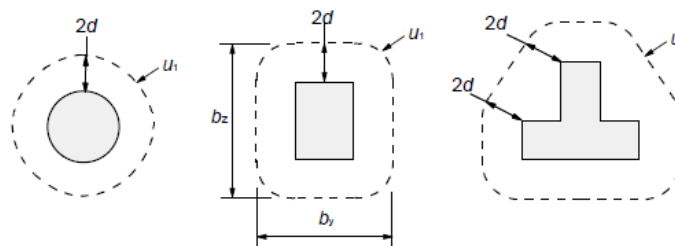


Figura 5.8 - Primeiros perímetros de controlo,  $u_1$ , típicos. [10]

Se o pilar não for considerado como pilar interior, ou seja, esteja localizado a uma distância inferior a  $d$  de um bordo livre ou um canto, o primeiro perímetro de controlo é definido de acordo com a Figura 5.9.

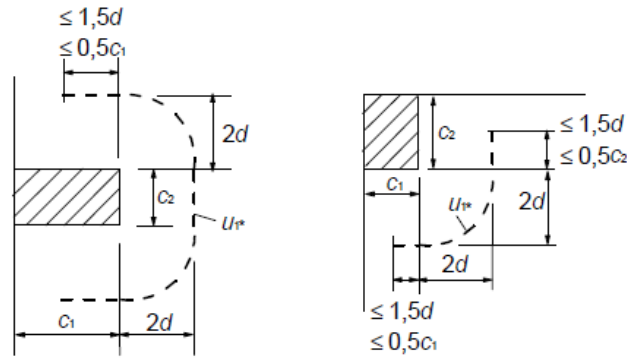


Figura 5.9 – Primeiros perímetros de controlo reduzidos,  $u_1^*$ , e perímetros de controlo,  $u_0$ , junto da área carregada, para pilares de bordo e de canto. [10]

Em pilares de secção circular, pode adotar-se uma secção quadrangular com perímetro equivalente e aplicar as mesmas regras indicadas para os pilares retangulares.

Posto isto, a primeira verificação a efetuar é que no perímetro do pilar, o valor máximo da tensão de punçoamento não seja excedida.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (5.36)$$

em que:

$v_{Ed}$  – tensão atuante;

$v_{Rd,max}$  – tensão máxima resistente de punçoamento.

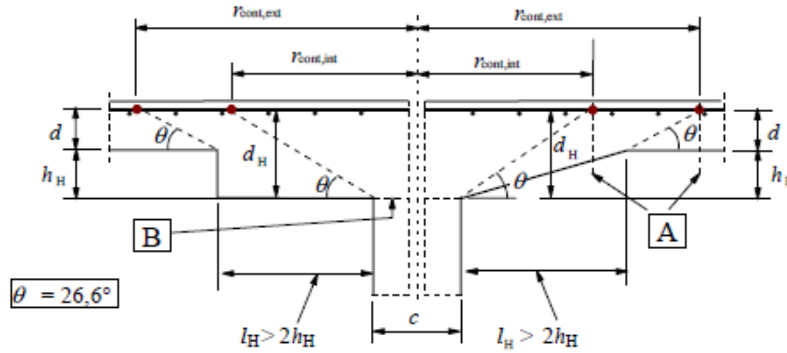
$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (5.37)$$

Caso esta condição não se verifique é necessário redimensionar a secção, aumentando as dimensões do pilar ou a espessura da laje.

Após analisar a laje em estudo, apresentada no Capítulo 7 e no Anexo II, foi necessário introduzir capitéis para que se verificasse a segurança. Com a introdução dos capitéis aumentou-se a capacidade resistente da laje sem que esta tivesse a sua espessura aumentada em toda a sua área, conseguindo assim uma solução mais económica.

Esta laje enquadra-se no caso de lajes sobre capitéis em que  $l_H > 2h_H$ , representado na Figura 5.10. Nestes casos, devem verificar-se as secções de controlo, tanto no interior do capitel como na laje. As

disposições e verificações de segurança preconizadas na norma aplicam-se também às verificações no interior dos capitéis com  $d = d_H$  como representado na figura.



**A** - secções de controlo de referência para pilares circulares

**B** - área carregada  $A_{load}$

Figura 5.10 - Laje sobre capitel com  $l_H > 2(d + h_H)$ . [10]

Nas situações em que se verifique a relação seguinte, o elemento é capaz de suportar os esforços de punção sem que para isso seja necessária uma armadura específica para resistir a esse esforço.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (5.38)$$

em que:

$v_{Rd,c}$  – valor de cálculo da resistência ao punção de uma laje sem armadura de punção.

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (5.39)$$

em que:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c = 1,5} = 0,12 \quad (5.40)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm} \quad (5.41)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (5.42)$$

$\rho_{ly}$  e  $\rho_{lz}$  – referem-se às armaduras de tração aderentes em ambas as direções. Deverão ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de  $3d$  para cada lado.

$v_{Ed}$  – Tensão de punçoamento;

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (5.43)$$

$d$  – altura útil média da laje;

$u_i$  – perímetro de controlo.

Quando a estabilidade lateral da estrutura não depende do funcionamento de pórticos formados por lajes e pilares e em que os vãos dos tramos adjacentes não diferem mais de 25% poderão utilizar-se os valores aproximados de  $\beta$  apresentados na Figura 5.11.

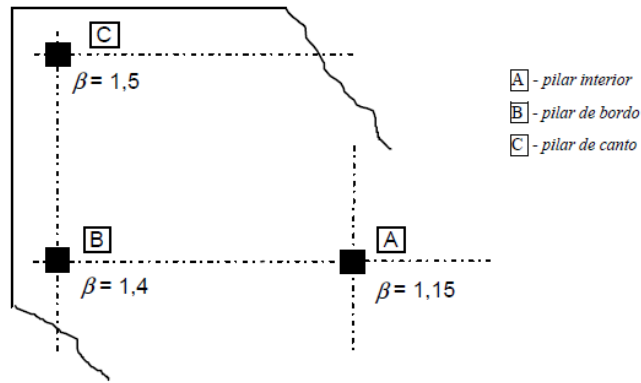


Figura 5.11 – Valores recomendados para  $\beta$ . [10]

Caso não se verifique a relação (5.38), é necessário calcular uma armadura para resistir a este tipo de esforços. Nestes casos deve também ser definido um outro perímetro de contorno,  $u_{out,ef}$ , a partir do qual já não é necessária armadura de punçoamento.

O valor resistente da tensão de punçoamento é dado pela expressão seguinte, através da qual é possível determinar a armadura necessária.

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \left( \frac{1}{u_1 \cdot d} \right) \sin \alpha \quad (5.44)$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs} \quad (5.45)$$

em que:

$A_{sw}$  – área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar;

$s_r$  – espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento;

$f_{ywd,ef}$  – valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento;

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d < f_{ywd} \quad (5.46)$$

$d$  – Média das alturas úteis nas direções ortogonais;

$\alpha$  – ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje.

A armadura de punçoamento deve ser constituída no mínimo por dois perímetros de estribos. O espaçamento entre ramos dos estribos não deve ser superior a  $1,5d$  no interior do primeiro perímetro de controlo e não deve ser superior a  $2d$  para os restantes perímetros.

A Figura 5.12 apresenta a disposição construtiva da armadura de punçoamento imposta pela norma.

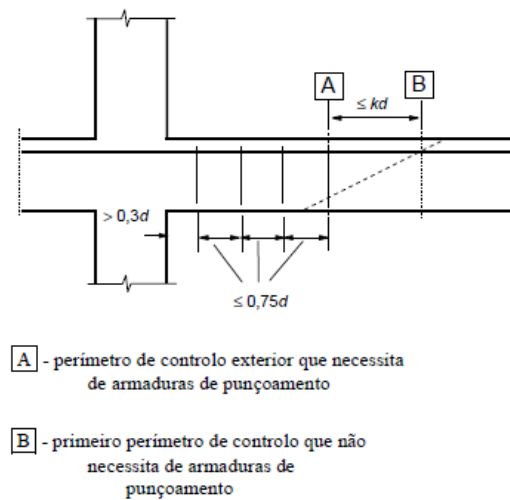


Figura 5.12 – Disposição da armadura de punçoamento. [5]

O perímetro de controlo a partir do qual não é necessária armadura de punçoamento, é designado por  $u_{out}$  ou  $u_{out,ef}$  conforme a disposição da armadura (ver figura 5.13).

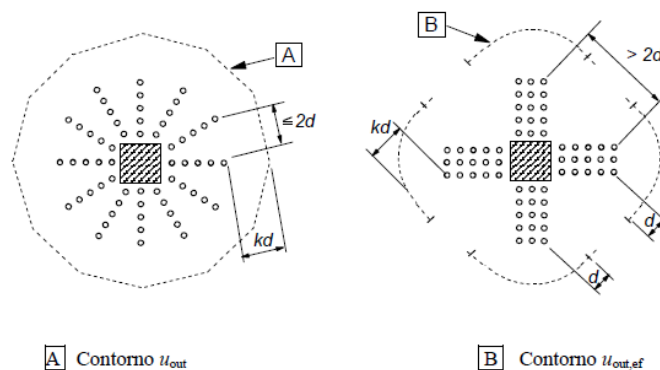


Figura 5.13 – Disposição da armadura e perímetros de controlo para pilares interiores. [10]

O valor de  $u_{out}$  ou  $u_{out,ef}$  é dado pela expressão:

$$u_{out} = u_{out,ef} = \beta \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} \quad (5.47)$$

A área de um ramo de um estribo  $A_{sw,min}$  é calculada a partir de:

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 s_r \cdot s_t}{1,5 \operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.48)$$

em que:

$\alpha$  – ângulo entre a armadura de punçoamento e a armadura principal.

Recorrentemente são usados estribos verticais, logo  $\alpha = 90^\circ$  e  $\operatorname{sen} \alpha = 1$ .

$s_r$  – espaçamento dos estribos na direção radial;

$s_t$  – espaçamento dos estribos na direção tangencial.

$f_{ck}$  – valor característico da tensão de cedência do aço;

$f_{yk}$  – valor característico da resistência à compressão do betão.

### 5.3.2 Estados Limites de Utilização

No dimensionamento de elementos estruturais é ainda necessário verificar a segurança em relação aos estados limites de utilização, de forma a garantir a durabilidade das estruturas. Desta forma evitam-se reparações, desnecessárias quando a estrutura é convenientemente dimensionada.

#### 5.3.2.1 Controlo de fendilhação

O problema da fendilhação pode ocorrer devido a diversas causas, tanto internas como externas ao betão. A largura das fendas deve ser controlada de modo a não prejudicar o funcionamento correto ou a durabilidade esperada para as estruturas.

Assim, deve ser definido um valor máximo para a largura de fendas,  $w_{max}$ , tendo em conta a função e a natureza da estrutura.

No Quadro 5.1 são apresentados os valores recomendados para  $w_{max}$ .

Quadro 5.1 – Valores recomendados para  $w_{max}$ . [10]

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanente	Combinação de acções frequente
X0, XC1	0,4 <sup>1</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2</sup>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão
NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.		
NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.		

Nos casos estudados, em que o betão está em contacto com a água, a limitação da largura de fendas tem um papel fundamental pois deve ser evitada a entrada de água no interior do betão e também a fuga de água pelas fendas.

A norma NP EN 1992-1-1 apresenta o seguinte método de cálculo da largura de fendas.

A largura de fendas pode ser calculada por:

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (5.49)$$

em que:

$S_{r,max}$  – distância máxima entre fendas;

$\varepsilon_{sm}$  – extensão média da armadura;

$\varepsilon_{cm}$  – extensão média no betão entre fendas.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - K_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (5.50)$$

em que:

$\sigma_s$  – tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada;

$\alpha_e$  – relação  $E_s/E_{cm}$ ;

$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$  – área da secção efetiva de betão tracionado;

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,ef}$$

$h_{c,ef}$  – altura efetiva de betão tracionado;

$$h_{c,ef} \leq 2,5(h - d) ; \frac{(h - x)}{3} ; \frac{h}{2}$$

A distância máxima entre fendas,  $S_{r,max}$  é calculada a partir da expressão:

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (5.51)$$

em que:

$\phi$  – diâmetro dos varões. No caso de existirem varões de diâmetros diferentes:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (5.52)$$

$n_x$  – número de varões;

$c$  – recobrimento das armaduras longitudinais;

$k_1$  – coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes igual a 0,8 para varões de alta aderência;

$k_2$  – coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões

= 0,5 para a flexão;

= 1,0 para a tração simples.

$$k_3 = 3,4 ; k_4 = 0,425$$

Nos elementos em estudo, nos diferentes projetos, impôs-se como valor máximo de largura de fendas 0,15 mm nos casos em que os elementos estejam em contacto com a água. Nos elementos que não se encontram em contacto com a água, impôs-se um limite máximo de 0,30 mm.

### 5.3.2.2 Controlo da deformação

Tal como a fendilhação, também a deformação deve ser controlada de modo a não prejudicar o funcionamento correto das estruturas. Devem ser estabelecidos valores limites máximos de deformações



tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias e acessórios e a função da estrutura.

Relativamente a estes limites a norma admite dois valores possíveis:

$\leq l/250$  – permite um funcionamento adequado da estrutura;

$\leq l/500$  – causa danos em elementos não estruturais adjacentes à estrutura.

A norma apresenta dois métodos pelos quais o estado limite de deformação pode ser verificado:

- Limitando a relação vão/altura do elemento;
- Comparando uma flecha calculada com um valor limite.

Assim, nos casos em que o elemento seja dimensionado de forma a satisfazer os limites da relação vão/altura, pode admitir-se que a deformação experimentada por este não irá exceder os limites supracitados. Estes limites são obtidos através das expressões:

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (5.53)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (5.54)$$

em que:

$K$  – coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais (apresentado no quadro 5.2);

$\rho_0$  – taxa de armaduras de referência  $10^{-3}\sqrt{f_{ck}}$ ;

$\rho'$  – taxa de armadura de compressão necessária a meio vão;

$\rho$  – taxa de armadura de tração necessária a meio vão.

Quadro 5.2 – Valores de K. [5]

Sistema estrutural	K
Consola	0.4
Viga simplesmente apoiada Laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções	1.0
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme), sendo $l$ o vão maior	1.2
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa só direção ou de uma laje armada em duas direções contínua ao longo do lado maior	1.3
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1.5

O Quadro 5.3 apresenta os valores  $l/d$  calculados através das expressões (5.53) e (5.54) para os casos mais correntes de lajes e vigas.

 Quadro 5.3 – Valores da relação  $\frac{l}{d}$ . [5]

K	$f_{ck}$ [MPa]								$f_{ck}$ [MPa]							
	16	20	25	30	35	40	45	50	16	20	25	30	35	40	45	50
	$\rho=0.5\%$ (lajes)								$\rho=1.5\%$ (vigas)							
0.4	6	7	7	8	9	10	12	13	5	5	5	6	6	6	6	6
1	16	17	19	21	23	26	29	32	13	13	14	14	15	15	16	16
1.2	19	20	22	25	28	31	35	38	15	16	16	17	17	18	19	19
1.3	21	22	24	27	30	33	37	42	16	17	18	18	19	20	20	21
1.5	24	26	28	31	34	39	43	48	19	20	20	21	22	23	23	24

No caso das percentagens de armaduras ou o tipo de betão serem diferentes das apresentadas nos quadros anteriores será suficiente proceder à interpolação de valores entre os dois quadros.

Os valores obtidos pelas expressões (5.53) e (5.54) e apresentados nos quadros, resultam de um estudo paramétrico realizado para uma série de vigas e lajes e aplicam-se a secções retangulares com aço A500 e para vãos até 7m. [5]. Para outras situações, o valor de  $l/d$  deve ser afetado dos seguintes fatores corretivos:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{corr} = \frac{l}{d} \cdot K_T \cdot K_l \cdot K_\sigma \cdot K_f \quad (5.55)$$

em que:

$K_T = 1,0$ , secções retangulares;

$= 0,8$ , secções em T

$K_l = \frac{7}{l_{eff}}$ , vigas e lajes suportando divisórias com  $l_{eff} > 7,0 \text{ m}$

$= 1,0$ , quando  $l_{eff} \leq 7,0 \text{ m}$

$K_f = \frac{8,5}{l_{eff}}$ , lajes fungiformes com  $l_{eff} > 8,5 \text{ m}$

$K_\sigma$  – correção de armadura

$$K_\sigma = \frac{500}{f_{yk}} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad (5.56)$$

$A_{s,req}$  – área da secção de armadura existente na secção;

$A_{s,prov}$  – área de secção de armaduras necessárias na secção para estado limite último.

Admitindo  $A_{s,req} = A_{s,prov}$

$$K_\sigma = \frac{500}{f_{yk}} \quad (5.57)$$

## CAPÍTULO 6

### DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3

#### 6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo serão apresentados os principais aspetos para o dimensionamento de elementos estruturais metálicos.

Todos os aspetos e metodologias apresentados são os preconizados na NP EN 1993-1-1 [14].

#### 6.2 PROPRIEDADES DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

##### 6.2.1 Propriedades do Aço Estrutural

###### 6.2.1.1 Resistência

O aço é muitas vezes utilizado como elemento estrutural com o objetivo de obter estruturas mais leves. Este objetivo é conseguido devido à relação entre a capacidade resistente de um perfil metálico e a espessura deste. A característica mais importante deste material é a sua elevada capacidade resistente à tração; assim, os aços são classificados de acordo com a sua tensão de cedência,  $f_y$ , e a sua tensão última à tração,  $f_u$ .

Os aços estruturais são divididos em classes, de acordo com os fatores supracitados, e são apresentados no quadro 3.1 da norma NP EN 1993-1-1.

###### 6.2.1.2 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade a considerar para o aço estrutural,  $E$ , deve ser igual a 210 GPa.

### 6.2.1.3 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson representa a relação entre as deformações transversais e longitudinais.

A norma NP EN 1993-1-1 2010 sugere que se use,  $\nu = 0,3$ .

### 6.2.1.4 Coeficiente de dilatação térmica linear

O coeficiente de dilatação térmica linear  $\alpha$  representa o aumento do comprimento de uma barra quando sujeito a um aumento de temperatura. Este coeficiente pode ser considerado igual a  $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

### 6.2.1.5 Módulo de distorção

O módulo de distorção relaciona a tensão de torção aplicada a uma peça com as deformações torcionais que daí resultam. A norma indica que o valor do módulo de distorção deve ser igual a:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 81 \text{ kN/mm}^2 \quad (6.1)$$

em que:

$E$  — módulo de elasticidade do aço;

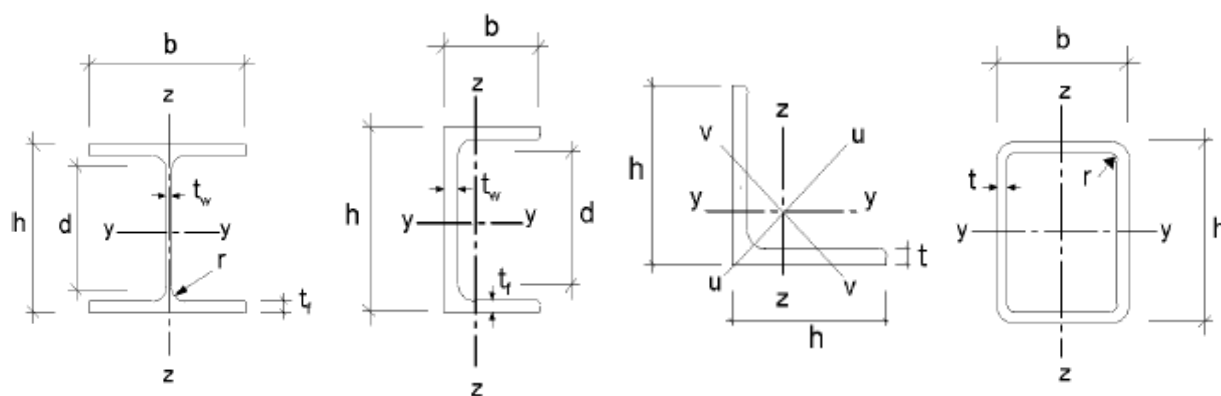
$\nu$  — coeficiente de Poisson.

### 6.2.1.6 Ductilidade

A ductilidade do aço estrutural é definida pela relação entre a resistência última à tração e a tensão de cedência,  $f_u/f_y$ , do aço em questão, pela extensão após rotura e pela extensão última,  $\varepsilon_u$ , correspondente à tensão última,  $f_u$ .

## 6.2.2 Geometria e Dimensões das Secções

Existem perfis metálicos com diferentes geometrias e dimensões. A norma utilizada enquadra perfis com secções H, I, U, L (cantoneiras) e tubulares quadrados, retangulares e circulares. A Figura 6.1 apresenta as diferentes secções e as suas dimensões.



a) Secção I ou H

b) Secção U

c) Secção L

d) Secção tubular

Figura 6.1 – Secções de perfis metálicos. [14]

Para analisar os perfis é necessário conhecer algumas propriedades das suas secções transversais:

- Secção transversal bruta – determinada com base nas suas dimensões nominais, não deduzindo os furos das ligações mas considerando aberturas maiores.
- Área útil – determinada com base na área bruta deduzindo todas as aberturas e furos de ligações.

## 6.3 RESISTÊNCIA DE SECÇÕES TRANSVERSAIS

Neste ponto serão apresentados os conceitos utilizados para a classificação de secções transversais e as metodologias utilizadas para o cálculo da resistência a ter em consideração aquando do dimensionamento.

### 6.3.1 Classificação das Secções Transversais

A classificação das secções transversais tem como objetivo identificar as secções de acordo com os efeitos que a ocorrência de encurvadura local tem sobre a resistência da secção.

A EN 1993-1-1 [14] define quatro classes de secções transversais da seguinte forma:

- As secções transversais de classe 1 são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- As secções transversais de classe 2 são aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;

- As secções transversais de classe 3 são aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor de tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido.
- As secções transversais de classe 4 são aquelas em que ocorre encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

Esta classificação depende de vários parâmetros, sendo estes:

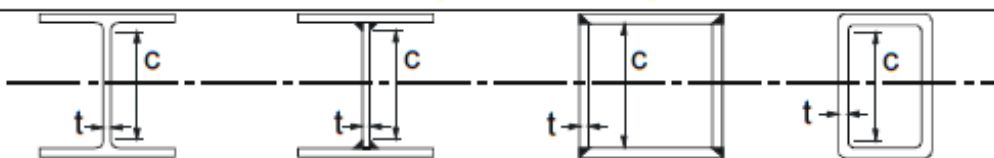
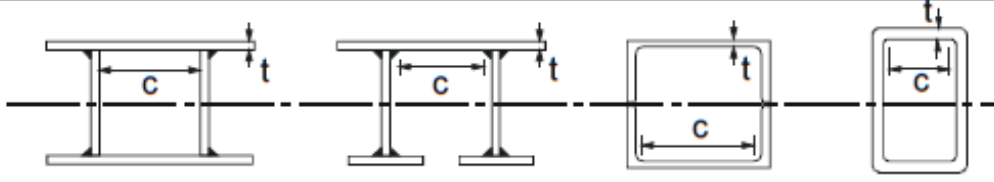
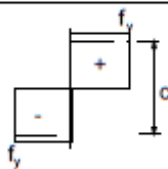
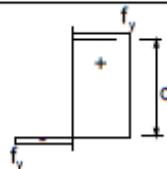
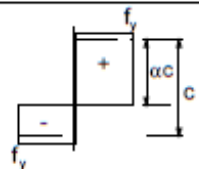
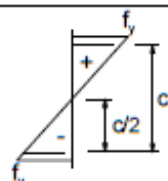
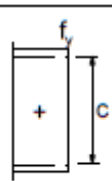
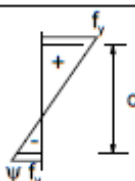
- Esbelteza dos componentes comprimidos da secção transversal embora os componentes de uma mesma secção possam ser classificados como sendo de classes diferentes;
- Condições de apoio dos componentes (interior ou saliente);
- Tensão de cedência do aço ( $f_y$ );
- Posição do eixo neutro;
- Coeficiente de encurvadura do componente.

Quando os componentes são de diferentes classes, a secção é classificada de acordo com a classe mais elevada dos seus componentes. Em alternativa, a classificação de uma secção transversal poderá ser definida pela indicação simultânea da classe do banzo e da classe da alma.

Esta classificação é obtida através dos parâmetros apresentados no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 (1 de 3) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos

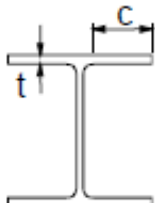
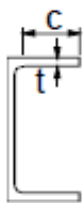
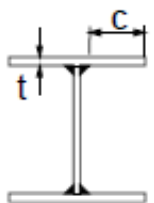
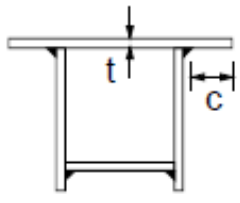
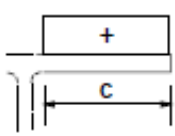
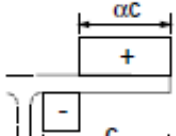

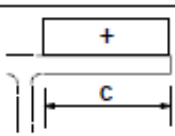
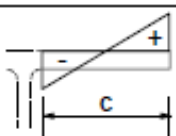
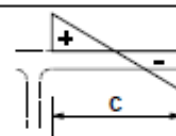
[14]

Componentes internos comprimidos						
				Eixo de flexão		
				Eixo de flexão		
Classe	Componente sollicitado à flexão	Componente sollicitado à compressão		Componente sollicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$		quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$		quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5 \varepsilon}{\alpha}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão negativa)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$		quando $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

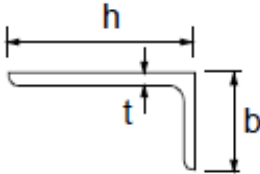
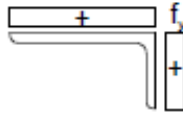
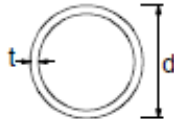


Quadro 6.1 (2 de 3) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos

[14]

Banzos em consola						
						
Secções laminadas				Secções soldadas		
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
Para $k_\sigma$ ver a EN 1993-1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Quadro 6.1 (3 de 3) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos  
[14]

Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)		<p>Cantoneiras</p> 		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes		
Classe	Secção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon \quad \text{e} \quad \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
<p>Secções tubulares</p> 						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Se um componente não cumprir a condição limite associada a uma classe, deve ser verificado para a condição limite da classe seguinte, por exemplo, um componente que não cumpra a condição limite associada à classe 3 é automaticamente classificado como pertencendo à classe 4.

Nos projetos de estrutura metálica realizados durante o estágio foram utilizados apenas perfis de classe 1 e 2 o que torna dispensável a partir deste ponto do relatório continuar a desenvolver a explicação de dimensionamento para estruturas realizadas em perfis de classe 3 e 4.

### 6.3.2 Resistência de Secções

A segurança de um elemento estrutural diz-se verificada quando os esforços que nele atuam não ultrapassam a sua capacidade resistente correspondente. Este critério aplica-se também quando vários efeitos de ações atuarem simultaneamente. Neste caso o seu efeito combinado não deve exceder a resistência correspondente a essa combinação.

O valor de cálculo dessa capacidade resistente depende da classificação da secção transversal. No caso das secções transversais de classe 1 e 2, a capacidade resistente assume o valor de cálculo do esforço resistente plástico.

Relativamente aos coeficientes parciais de segurança, a norma sugere que se assumam:

- $\gamma_{M0} = 1,0$  – Coeficiente relativo à resistência das secções à cedência, incluindo fenómenos de encurvadura local e distorcional;
- $\gamma_{M1} = 1,0$  – Coeficiente relativo à resistência dos elementos e das chapas à encurvadura global;
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Coeficiente relativo à resistência das ligações.

Nos pontos seguintes serão apresentadas as verificações de segurança requeridas na EN 1993-1-1.

#### 6.3.2.1 Esforço axial de tração

Para que a segurança seja verificada é necessário satisfazer a seguinte relação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

em que:

$N_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço de tração atuante;

$N_{t,Rd}$  – valor de cálculo do esforço normal resistente de tração.

Quando a secção apresenta furações para a execução das ligações o valor de  $N_{t,Rd}$  é dado pelo menor dos seguintes valores:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.3)$$

em que:

$A$  – área da secção transversal;

$f_y$  – tensão de cedência do aço;

$\gamma_{M0}$  – coeficiente parcial de segurança.

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.4)$$

em que:

$A_{net}$  – área resistente, não contabilizando os furos;

$f_u$  – tensão última do aço;

$\gamma_{M2}$  – coeficiente parcial de segurança.

### 6.3.2.2 Esforço axial de compressão

Para que a segurança seja verificada é necessário satisfazer a seguinte relação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{C,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

em que:

$N_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço de compressão atuante;

$N_{C,Rd}$  – valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão.

Para os perfis de classe 1 e 2 o valor de  $N_{C,Rd}$  é determinado a partir da seguinte equação:

$$N_{C,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.6)$$

em que:

$A$  – área da secção transversal;

$f_y$  – tensão de cedência do aço;

$\gamma_{M0}$  – coeficiente parcial de segurança.

No estudo da resistência à compressão não são considerados os furos das ligações se estes se encontrarem preenchidos com elementos de ligação.

Quando uma peça está sujeita a um esforço axial de compressão pode ver a sua segurança comprometida devido aos efeitos da encurvadura. Este fenómeno e a respetiva verificação são apresentados no ponto 6.4. deste relatório.

### 6.3.2.3 Momento fletor

Relativamente à flexão, esta pode ser simples quando existe apenas momento fletor em torno de um dos eixos principais da secção ou desviada quando existe momento fletor em torno de ambos os eixos.

Em ambos os casos, a verificação de segurança consiste na relação entre os momentos fletores atuantes e os resistentes.

#### Flexão simples

$$\frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.7)$$

em que:

$M_{Ed}$  – valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{C,Rd}$  – valor de cálculo do momento fletor resistente.

O valor de  $M_{C,Rd}$  assume o valor do momento plástico resistente:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.8)$$

em que:

$W_{pl}$  – módulo de plasticidade;

$f_y$  – tensão de cedência do aço;

$\gamma_{M0}$  – coeficiente parcial de segurança.

O módulo de plasticidade considera-se igual a:

$$W_{pl} = \frac{b h^2}{4} \quad (6.9)$$

### Flexão desviada

$$\frac{|M_{y,Ed}|}{M_{y,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.10)$$

em que:

$M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  – momentos fletores atuantes;

$M_{y,Rd}$  e  $M_{z,Rd}$  – momentos fletores resistentes.

Relativamente às furações destinadas a ligações, a norma permite que os furos das ligações no banzo tracionado possam ser ignorados desde que nesse banzo se verifique a seguinte relação:

$$\frac{A_{f.net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.11)$$

em que:

$A_{f.net}$  – área resistente, não contabilizando os furos;

$A_f$  – área tracionada;

$f_u$  – tensão última;

$f_y$  – tensão de cedência do aço;

$\gamma_{M2}$  e  $\gamma_{M0}$  – coeficientes parciais de segurança.

Os furos das ligações na zona tracionada na alma não necessitam de ser considerados se a relação anterior for satisfeita para a zona tracionada da alma e o banzo também tracionado.

Os furos na zona comprimida da secção não necessitam de ser considerados pela mesma razão explicada no ponto 6.3.2.2.

**6.3.2.4 Esforço transversal**

Para que a segurança seja verificada é necessário satisfazer a seguinte relação:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.12)$$

em que:

$V_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{c,Rd}$  – valor de cálculo do esforço transversal resistente.

A resistência das secções transversais de classe 1 e 2 assume o valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico,  $V_{pl,Rd}$ , logo;

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_V (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (6.13)$$

em que:

$A_V$  – área resistente ao esforço transversal;

$f_y$  – tensão de cedência do aço;

$\gamma_{M0}$  – coeficiente parcial de segurança.

A área resistente ao esforço transversal,  $A_V$ , para as secções mais correntes, pode ser considerada igual a:

- a) Secções laminadas em I e H, carga paralela à alma

$$A_V = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) \geq \eta h_w t_w \quad (6.14)$$

- b) Secções laminadas em U, carga paralela à alma

$$A_V = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f \quad (6.15)$$

- c) Secções laminadas retangulares tubulares de espessura uniforme:

- Carga paralela à altura

$$A_V = \frac{A h}{b + h} \quad (6.16)$$

- Carga paralela à largura

$$A_V = \frac{A b}{b + h} \quad (6.17)$$

d) Secções circulares tubulares e tubos de espessura uniforme:

$$A_V = \frac{2A}{\pi} \quad (6.18)$$

em que:

$A$  – área da secção transversal;

$b$  – largura total;

$h$  – altura total;

$h_w$  – altura da alma;

$t_w$  – espessura da alma;

$t_f$  – espessura dos banzos;

$r$  – raio de concordância;

$\eta$  – pode ser considerado igual a 1,0, de forma conservativa.

#### 6.3.2.5 Torção

Para que a segurança seja verificada é necessário satisfazer a seguinte relação:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

em que:

$T_{Ed}$  – valor de cálculo do momento torsor total atuante;

$T_{Rd}$  – valor de cálculo do momento torsor resistente.



O valor de cálculo do momento torsor total atuante,  $T_{Ed}$ , em qualquer secção transversal da peça é equilibrado por duas parcelas:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (6.20)$$

em que:

$T_{t,Ed}$  – valor de cálculo do momento torsor uniforme ou de St. Venant atuante. Momento devido à rotação da secção em torno do seu eixo.

$T_{w,Ed}$  – valor de cálculo do momento torsor não uniforme atuante. Momento provocado pelo impedimento ao empenamento da peça.

Nas secções fechadas de paredes finas, secções que apresentam melhor comportamento relativamente à torção, a componente de torção uniforme é preponderante, sendo mesmo a única atuante no caso de secções tubulares circulares. Assim, na análise de secções fechadas de paredes finas submetidas a esforços de torção:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} \quad (6.21)$$

Para que se verifique a mesma situação nas secções abertas de paredes finas é necessário que os apoios não impeçam o empenamento das secções e o momento torsor seja constante. Se a situação não se verificar por o momento torsor ser variável ou o empenamento ser restringido em algumas secções, a peça fica submetida a torção não uniforme.

### 6.3.2.6 Flexão com esforço transversal

Quando existe esforço transversal, os seus efeitos deverão ser considerados no cálculo do momento fletor resistente. Estes efeitos podem ser desprezados nos casos em que o esforço transversal atuante seja inferior a metade do esforço transversal resistente plástico.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.22)$$

Exceto se a resistência da secção for reduzida pela encurvadura por esforço transversal (Encurvadura lateral).

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (6.23)$$

em que:

$h_w$  – altura da alma;

$t_w$  – espessura da alma;

$\varepsilon$  – extensão;

$\eta$  – pode ser considerado igual a 1,0, de forma conservativa.

No caso de não se verificar esta hipótese, o momento resistente reduzido deverá ser considerado igual ao valor de cálculo da resistência da secção transversal, considerando-se uma tensão de cedência reduzida na área resistente ao esforço transversal.

Essa tensão de cedência pode ser obtida da seguinte forma:

$$(1 - \rho) f_y \quad (6.24)$$

em que:

$$\rho = \left( \frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (6.25)$$

No caso da existência de torção:

$$\rho = \left( \frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2 \text{ ou } \rho = 0 \text{ quando } V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,T,Rd} \quad (6.26)$$

No caso de secção I de banzos iguais, fletidos em relação ao eixo principal de maior inércia, o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico, reduzido para ter em conta o esforço transversal, poderá também ser obtido através da seguinte equação:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (6.27)$$

em que:

$M_{y,c,Rd}$  – valor de cálculo do momento fletor resistente;

$$A_w = h_w t_w$$

### 6.3.2.7 Flexão composta e composta desviada

#### Flexão composta

Quando um elemento se encontra sujeito a um esforço normal, este esforço deve ser considerado no cálculo do momento fletor resistente plástico.

No caso das secções de classe 1 e 2, deve ser satisfeita a condição seguinte:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (6.28)$$

em que:

$M_{Ed}$  – valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{N,Rd}$  – valor de cálculo do momento fletor plástico reduzido pelo esforço normal  $N_{Ed}$ .

O valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido é afetado pela geometria da secção transversal. As expressões apresentadas de seguida aplicam-se quando não é necessário ter em consideração os furos das ligações.

No caso de secções retangulares cheias sem furos para ligações, este valor é determinado por:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2 \right] \quad (6.29)$$

em que:

$M_{pl,Rd}$  – valor de cálculo do momento fletor plástico resistente;

$N_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço normal;

$N_{pl,Rd}$  – valor de cálculo do esforço normal plástico resistente.

Antes de apresentar o método de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido para secções em I ou H é necessário salientar que, no caso de secções duplamente simétricas com banzos, em I, H ou outras, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal quando são satisfeitos os seguintes critérios:

Em relação ao eixo de maior inércia

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (6.30)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.31)$$

Em relação ao eixo de menor inércia

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.32)$$

em que:

$N_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço normal;

$N_{pl,Rd}$  – valor de cálculo do esforço normal plástico resistente;

$h_w$  – altura da alma;

$t_w$  – espessura da alma;

$f_y$  – tensão de cedência do aço;

$\gamma_{M0}$  – coeficiente parcial de segurança.

Assim, no caso de secções laminadas correntes em I ou H e de secções soldadas com a mesma geometria, com banzos iguais, poderão utilizar-se as seguintes expressões aproximadas:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{(1-0,5a)}; M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.33)$$

Quando  $n \leq a$  :  $M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$

Quando  $n > a$  :  $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$

em que:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} \quad (6.34)$$

$$a = (A - 2 b t_f)/A \text{ mas } a \leq 0,5 \quad (6.35)$$

No caso de secções retangulares tubulares de espessura uniforme e de secções soldadas em caixão com banzos e almas iguais, poderão utilizar-se as seguintes expressões aproximadas:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{(1-0,5 a_w)}; M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.36)$$

$$M_{N,z,Rd} = \frac{M_{pl,z,Rd}(1-n)}{(1-0,5 a_w)}; M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (6.37)$$

em que:

$a_w = (A - 2 b t)/A$  mas  $a_w \leq 0,5$  para secções tubulares

$a_w = (A - 2 b t_f)/A$  mas  $a_w \leq 0,5$  para secções em caixão soldadas

$a_f = (A - 2 h t)/A$  mas  $a_f \leq 0,5$  para secções tubulares

$a_f = (A - 2 h t_w)/A$  mas  $a_f \leq 0,5$  para secções em caixão soldadas

### Flexão composta desviada

Quando o elemento se encontra sujeito a momento fletor e esforço normal em ambas as direcções principais, este deve ser verificado para a flexão composta desviada, adotando-se o seguinte critério:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (6.38)$$

em que:

$\alpha$  e  $\beta$  são constantes que poderão, de forma conservativa, ser consideradas iguais a 1, ou então ser calculadas do seguinte modo:

- Secções em I ou H:

$$\alpha = 2; \beta = 5n \text{ mas } \beta \geq 1$$

- Secções circulares tubulares:

$$\alpha = 2; \beta = 2 \text{ e } M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd}(1-n^{1,7})$$

- Secções retangulares tubulares:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \text{ mas } \alpha = \beta \leq 6$$

em que:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} \quad (6.39)$$

### 6.3.2.8 Flexão composta com esforço transversal

À semelhança do que acontece na flexão com esforço transversal, na flexão composta com esforço transversal o efeito deste esforço deve ser tomado em consideração no cálculo do momento fletor resistente. Ver ponto 6.3.2.6.

## 6.4 RESISTÊNCIA À ENCURVADURA

### 6.4.1 Considerações Gerais

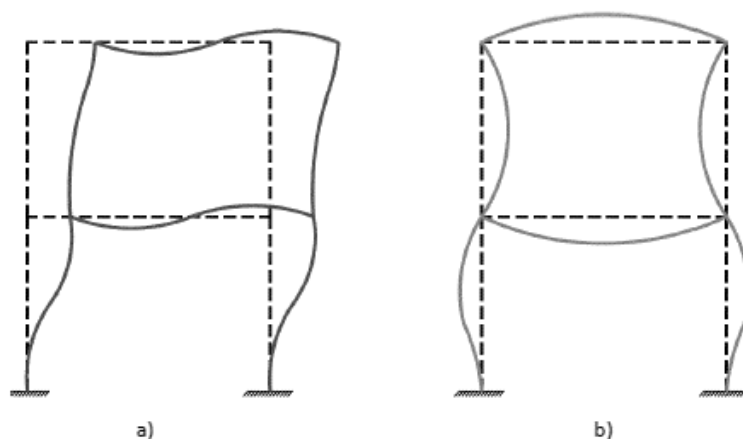
Os elementos estruturais metálicos quando carregados são muito suscetíveis a instabilidades conhecidas por fenómenos de encurvadura. Isto deve-se ao facto de serem elementos muito esbeltos, consequência da sua elevada capacidade resistente.

Esta instabilidade pode concretizar-se em dois tipos,

- Instabilidade global da estrutura

Este tipo de instabilidade pode também ser denominado por instabilidade do pórtico, pois é caracterizado pelo comportamento do pórtico que instabiliza como um todo.

Na Figura 6.2 – Modos de instabilidade de pórticos é possível observar dois tipos de deformada do mesmo pórtico. O esquema a) com deslocamento lateral dos nós e b) sem deslocamento lateral dos nós.



a) com deslocamento lateral dos nós      b) sem deslocamento lateral dos nós

Figura 6.2 – Modos de instabilidade de pórticos. [15]

A situação mais favorável à estrutura é que ocorra uma deformação sem deslocamento lateral dos nós. Para esse efeito são usados contraventamentos, aumentando assim a resistência da estrutura.

- Instabilidade global da barra

Este tipo de instabilidade caracteriza-se por grandes deformações do eixo longitudinal da barra enquanto que a sua secção transversal se comporta como um corpo rígido. [16]

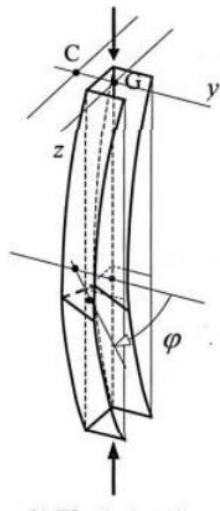
Os elementos metálicos materializados com perfis de classe 1 e 2 estão sujeitos a dois tipos de encurvadura, sendo estes, encurvadura por compressão axial e encurvadura lateral.

A encurvadura por compressão axial caracteriza-se por grandes deformações transversais em elementos sujeitos a esforços de compressão; assim, este fenómeno é em rigor denominado por encurvadura devida a compressão, em modo de flexão. Este tipo de encurvadura ocorre em barras verticais em que a sua secção transversal está sujeita a esforços de compressão.

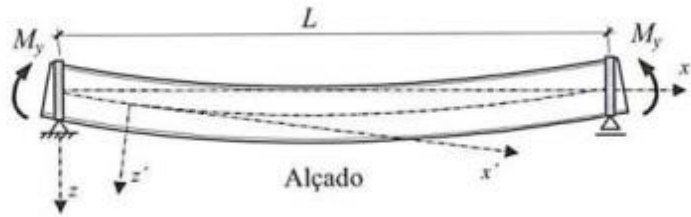
A encurvadura lateral consiste na deformação lateral da parte comprimida de uma secção de um elemento sujeito a flexão em torno do eixo de maior inércia. Este fenómeno ocorre em barras horizontais.

A deformação experimentada por barras horizontais metálicas decorre devida à flexão lateral e à torção, daí o fenómeno também ser denominado por encurvadura lateral-torsional. A encurvadura lateral é ainda frequentemente denominada por bambeamento.

Na figura seguinte pode observar-se a deformação de barras sujeitas à encurvadura.



a) Encurvadura por compressão axial



b) Encurvadura lateral

Figura 6.3 – Deformação de barras sujeitas à encurvadura. [16]

## 6.4.2 Resistência à Encurvadura de Barras

### 6.4.2.1 Encurvadura por compressão axial

A resistência à encurvadura de um elemento sujeito a compressão axial deve ser verificada através da seguinte relação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.40)$$

em que:

$N_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço axial de compressão;

$N_{b,Rd}$  – valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.

Para as secções em estudo, o valor de cálculo da resistência à encurvadura  $N_{b,Rd}$  é calculado de acordo com:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.41)$$



em que:

$\chi$  – coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;

$A$  – área da secção;

$f_y$  – tensão de cedência do aço;

$\gamma_{M1}$  – coeficiente de segurança.

É necessário conhecer alguns parâmetros dos elementos comprimidos para que seja possível verificar a resistência das secções transversais à encurvadura, tais como, comprimento de encurvadura, esbelteza normalizada do elemento  $\bar{\lambda}$ , a curva de encurvadura e o fator de imperfeição correspondente à curva.

O coeficiente de redução  $\chi$  deve ser determinado através de:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} ; \chi \leq 1,0 \quad (6.42)$$

em que:

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (6.43)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (6.44)$$

$\alpha$  – fator de imperfeição;

$N_{Cr}$  – valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante.

O comprimento de encurvadura,  $L_{cr}$ , é determinado de acordo com as condições de apoio dos elementos. Na Figura 6.4 é possível observar os comprimentos de encurvadura em função do comprimento real do elemento e das diversas condições de apoio.

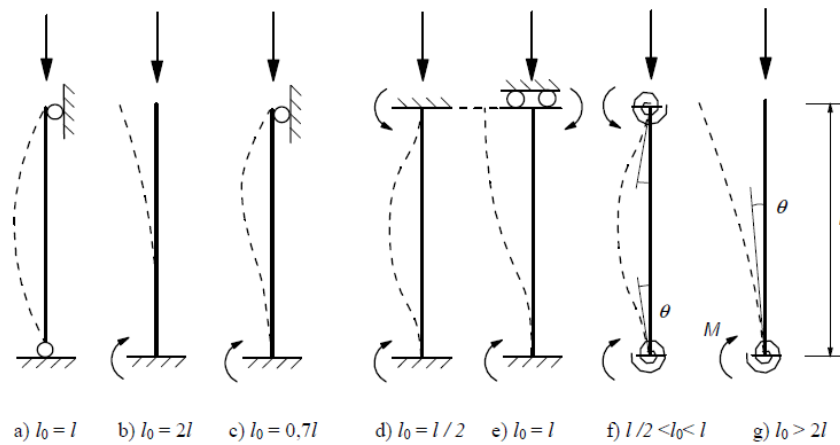


Figura 6.4 – Comprimentos de encurvadura. [10]

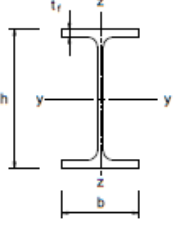
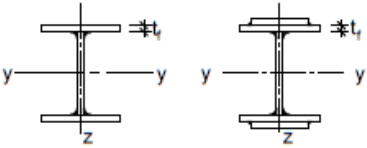

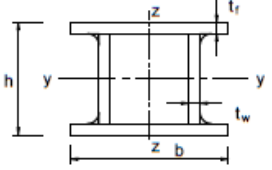
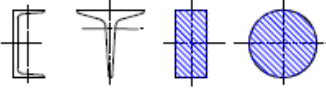
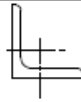
O fator de imperfeição  $\alpha$  correspondente à curva de encurvadura apropriada, deve ser obtido através do Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Fator de imperfeição associados às curvas de encurvadura. [14]

Curva de encurvadura	$a_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
$\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Por sua vez, a curva de encurvadura é determinada com auxílio do Quadro 6.3.

Quadro 6.3 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal. [14]

Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Perfis I soldados		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d
Secções tubulares		acabadas a quente	qualquer	a	a <sub>0</sub>
		enformadas a frio	qualquer	c	c
Secções em caixão soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)	qualquer	b	b
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	qualquer	c	c
Perfis U, T e secções cheias			qualquer	c	c
Cantoneiras			qualquer	b	b

Em alternativa à equação (6.42), o valor do coeficiente de redução  $\chi$  pode ser obtido através da Figura 6.5.

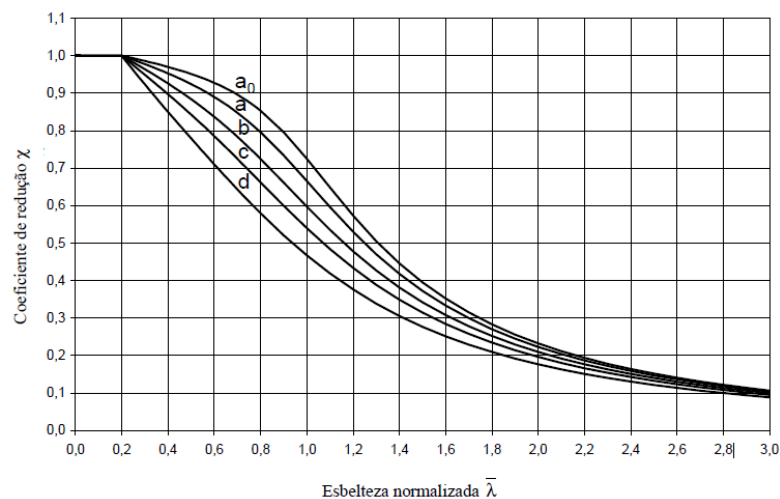


Figura 6.5 – Curvas de encurvadura. [14]

Nos casos em que se verifiquem os critérios seguintes, não será necessário verificar a resistência do elemento à encurvadura, efetuando-se apenas as verificações impostas de segurança das secções transversais.

$$\bar{\lambda} \leq 0,2 \quad (6.45)$$

Ou

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04 \quad (6.46)$$

No caso de elementos sujeitos a esforços de flexão, o valor da esbelteza normalizada é obtido através de:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (6.47)$$

em que:

$L_{cr}$  – comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado;

$i$  – raio de giração em relação ao eixo apropriado.

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad (6.48)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6.49)$$

#### 6.4.2.2 Encurvadura lateral

Um elemento sujeito à flexão em relação ao eixo de maior inércia vê a sua segurança à encurvadura lateral verificada quando a seguinte relação é satisfeita:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.50)$$

em que:

$M_{Ed}$  – valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{b,Rd}$  – valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura.

O valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura,  $M_{b,Rd}$ , deve ser considerado igual a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.51)$$

em que:

$\chi_{LT}$  – Coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral;

$W_y$  – módulo de flexão.

Para secções de classes 1 e 2 o módulo de flexão considera-se igual ao módulo de flexão plástico  $W_{pl,y}$ .

A norma propõe dois métodos para o cálculo do coeficiente de redução  $\chi_{LT}$  em elementos de secção constante. Um método geral, mais conservativo, aplicável a qualquer secção e um método alternativo, aplicável a secções laminadas ou secções soldadas equivalentes.

Salvo indicações em contrário, para elementos em flexão com secções constantes, pode ser aplicado o método geral. De acordo com este método, o valor de  $\chi_{LT}$  correspondente à esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}_{LT}$  deverá ser determinado a partir de:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (6.52)$$

em que:

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (6.53)$$

$\alpha_{LT}$  – Fator de imperfeição;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (6.54)$$

$M_{cr}$  – Momento crítico elástico para a encurvadura lateral.

A determinação do valor do momento crítico elástico para a encurvadura lateral,  $M_{cr}$ , baseia-se nas propriedades da secção transversal bruta e tem em consideração os carregamentos, a distribuição dos momentos fletores e a disposição dos travamentos laterais.

O fator de imperfeição está associado à curva de encurvadura apropriada à secção transversal em estudo, adotando-se os mesmos valores definidos para a verificação à encurvadura por compressão axial. Neste caso as curvas são indicadas no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais (Método geral).

[14]

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
<i>Secções em I soldadas</i>	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
<i>Outras secções transversais</i>	-	d

Nos casos em que se verifiquem os critérios seguintes, não será necessário verificar a resistência do elemento à encurvadura lateral, efetuando-se apenas as verificações impostas de segurança das secções transversais.

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \quad (6.55)$$

Ou

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2 \quad (6.56)$$

### 6.4.3 Encurvadura por Flexão de Treliças

Através do Anexo BB.1 da EN 1993-1-1 [14] é possível quantificar o comprimento de encurvadura de elementos em estruturas treliçadas.

Uma estrutura treliçada é composta por cordas e elementos de alma. As cordas referem-se às barras horizontais e os elementos de alma às barras verticais ou inclinadas que ligam as cordas superior e inferior.

### 6.4.3.1 Cordas

Relativamente à resistência à encurvadura das cordas, em geral, o comprimento de encurvadura  $L_{cr}$ , pode ser considerado igual ao comprimento real da barra  $L$ , dentro e fora do plano da estrutura. Este valor pode ser considerado inferior ao comprimento real, se devidamente justificado através de uma análise estrutural.

As cordas com secção em I ou H podem ter o seu comprimento de encurvadura no plano da estrutura, reduzido para  $0,9L$ , mantendo-se igual a  $L$  fora do plano. Em secções tubulares, o comprimento de encurvadura pode também ser reduzido para  $0,9L$  dentro e fora do plano da estrutura.

Quanto à definição do comprimento real  $L$ , no plano da estrutura, este deve ser considerado como a distância entre nós (ligações). Fora do plano da estrutura, o comprimento real considera-se a distância entre contraventamentos perpendiculares ao plano da estrutura.

Na Figura 6.6 é possível observar o comportamento de uma treliça, fora do plano, com e sem contraventamentos intermédios.

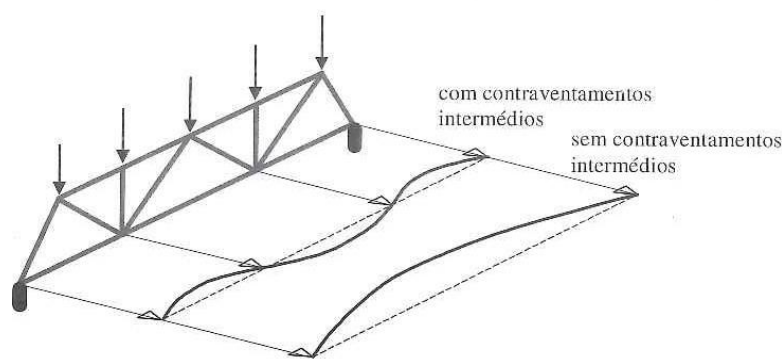


Figura 6.6 – Comprimento de encurvadura fora do plano em cordas de treliças. [16]

### 6.4.3.2 Elementos de alma

Na verificação da resistência à encurvadura dos elementos de alma, em geral, considera-se o comprimento de encurvadura,  $L_{cr}$ , igual ao comprimento real da barra,  $L$ . Em alguns tipos de elementos o valor de  $L_{cr}$  pode ser, tal como nas cordas, reduzido para  $0,9L$  desde que as ligações de extremidade assegurem um grau de encastramento adequado a esta análise.

No caso em que se utilizem cantoneiras como elementos de alma, desde que se verifique o já referido sobre as ligações de extremidade, podem desprezar-se as excentricidades e considerar-se as cantoneiras como elementos de alma comprimidos.

Nesta análise, a esbelteza normalizada efetiva,  $\bar{\lambda}_{eff}$ , pode ser obtida da seguinte forma:

$\bar{\lambda}_{eff,v} = 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v$  para a encurvadura por flexão em torno do eixo v-v;

$\bar{\lambda}_{eff,y} = 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_y$  para a encurvadura por flexão em torno do eixo y-y;

$\bar{\lambda}_{eff,z} = 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_z$  para a encurvadura por flexão em torno do eixo z-z.





## CAPÍTULO 7

### TRABALHOS REALIZADOS

#### 7.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo serão apresentados os trabalhos que integram os projetos desenvolvidos no decorrer do estágio. Os projetos foram realizados segundo as normas europeias de forma a dar continuidade à metodologia de cálculo estudada durante todo o percurso académico.

As peças desenhadas de cada projeto são apresentadas nos anexos III, IV e V.

##### 7.1.1 Materiais

Os materiais a utilizar numa construção devem obedecer à regulamentação em vigor e ao Caderno de Encargos. Em alguns casos sujeitam-se ainda a resultados de ensaios obtidos em laboratório.

Os critérios de durabilidade e segurança foram estabelecidos para uma vida útil da estrutura de 50 anos.

##### 7.1.2 Análise Estrutural

As estruturas foram analisadas no programa de cálculo *Robot Structural Analysis*.

As ações aplicadas foram consideradas em função do tipo de estrutura e das suas condições envolventes, nomeadamente a cota do terreno exterior.

A capacidade resistente das secções obtém-se com auxílio de folhas de cálculo desenvolvidas pelo gabinete, com base nos métodos correntes da *Resistência dos Materiais* e da *Teoria das Estruturas*.

## 7.2 COBERTURA – CONTINENTE DE BEJA

### 7.2.1 Elementos Base

Para a realização deste projeto foram fornecidos os seguintes elementos base:

- Cotas do terreno;
- Plantas de arquitetura.

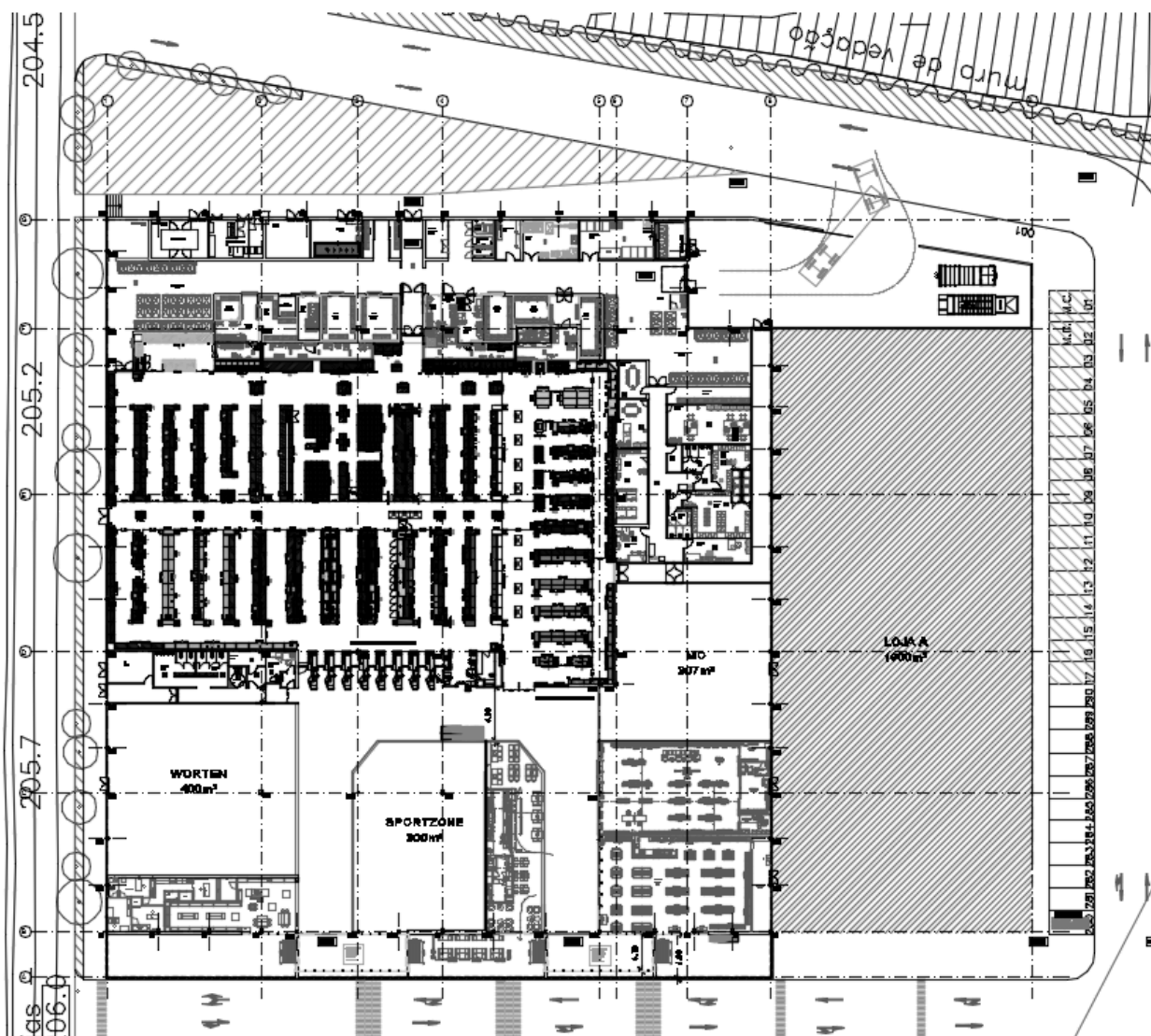


Figura 7.1 – Planta de arquitetura do Continente de Beja.

### 7.2.2 Solução Estrutural

A solução estrutural da cobertura metálica principal consiste em asnas longitudinais e madres transversais de vão variável entre 11,94 m e 18,35 m e entre 7,95 m e 19,10 m respetivamente, ambas treliçadas. Os apoios das asnas são tanto em pilares de betão armado como em pilares metálicos, na zona interior como na fachada principal do edifício. No tardo os apoios concretizam-se apenas em pilares metálicos. As madres apoiam nas referidas asnas e em vigas de betão armado situadas na fachada do edifício (alçado lateral esquerdo e direito). As asnas e madres metálicas servirão de apoio ao sistema de cobertura deck, constituído por chapas metálicas com espessura 0,75 mm, isolamento térmico e por uma tela em PVC, para impermeabilização da cobertura.

A frente de loja é constituída por vigas HEA280 em consola, ligadas aos pilares da fachada principal. Com vão de 5,15 m e madres IPE160 apoiadas nas vigas com vãos compreendidos entre 3.93 m e 6,32 m e encontram-se travadas a meio vão por varões  $\phi 20\text{mm}$ .

No que às fundações diz respeito, por falta de informação mais concreta, assumiu-se uma tensão máxima no solo de  $200\text{ kPa}$  e optou-se por conceber uma solução de sapatas isoladas e/ ou continuas, betonadas diretamente contra o terreno.

### 7.2.3 Quantificação de Ações

#### 1. Ações permanentes

##### 1.1. Peso próprio da estrutura

Elementos estruturais em betão armado:  $\gamma = 25,0\text{ kN/m}^3$

Elementos estruturais de aço:  $\gamma = 77,0\text{ kN/m}^3$

##### 1.2. Restantes cargas permanentes

Revestimento Cobertura Loja:  $0,22\text{ kN/m}^2$

Restantes cargas permanentes Cobertura Loja:  $0,15\text{ kN/m}^2$

Painéis Fotovoltaicos:  $0,20\text{ kN/m}^2$

Máquinas (Roof top):  $28\text{ kN}$

#### 2. Ações variáveis

##### 2.1. Sobrecarga de utilização

Cobertura Loja:  $0,40\text{ kN/m}^2$

## 2.2. Vento

A ação do vento foi quantificada considerando que a construção se situa na Zona A em terreno de categoria II de acordo com a rugosidade do solo.

## 2.3. Sismo

De acordo com o zonamento sísmico, o edifício situa-se na zona sísmica 1.4 para o sismo do tipo 1 (afastado), com uma aceleração de referência de  $1,0 \text{ m/s}^2$  e na zona 2.4 para o sismo do tipo 2 (próximo) com uma aceleração de referência de  $1,10 \text{ m/s}^2$ . Admitiu-se uma classe II para a estrutura, o que implica um coeficiente de importância de 1,0. Considerou-se o terreno de fundação como terreno do tipo C, um coeficiente de amortecimento de 5% e um coeficiente de comportamento igual a 3,0, devido às características estruturais da obra e a sua baixa ductilidade.

O efeito da ação sísmica foi considerado através de uma análise espectral quantificando a sobreposição modal com recurso ao método da raiz quadrada da soma dos quadrados. Para a combinação de efeitos das duas componentes ortogonais da ação sísmica, considerou-se o efeito numa direção com 30% da outra componente. A ação considerada na análise corresponde à combinação quase-permanente de ações.

## Combinações de ações

As combinações de ações utilizadas são as apresentadas no capítulo 4.

Quadro 7.1 – Combinações de ações – Continente Modelo de Beja (Robot).

18 (C)	ELU1	1	1,35	2	1,35	3	1,5	4	1,35	5	1,5	12	1,35		
19 (C)	ELU2	1	1,35	2	1,35	3	1,5	4	1,35	5	1,5	6	0,6	12	1,35
20 (C)	ELU3	1	1,35	2	1,35	3	1,5	4	1,35	5	1,5	7	0,6	12	1,35
21 (C)	ELU4	1	1,35	2	1,35	3	1,5	4	1,35	5	1,5	8	0,6	12	1,35
22 (C)	ELU5	1	1,35	2	1,35	3	1,5	4	1,35	5	1,5	9	0,6	12	1,35
23 (C)	ELU6	1	1	2	1	4	1	6	1,5	12	1				
24 (C)	ELU7	1	1	2	1	4	1	7	1,5	12	1				
25 (C)	ELU8	1	1	2	1	4	1	8	1,5	12	1				
26 (C)	ELU9	1	1	2	1	4	1	9	1,5	12	1				
27 (C)	ELU10	1	1,35	2	1,35	3	1,5	4	1,35	10	1,5				
28 (C)	ELU11	1	1,35	2	1,35	3	1,5	4	1,35	11	1,5				
29 (C)	SIS1	1	1	2	1	3	1	4	1	12	1				
30 (C)	CQ.SIS2	14	1	15	0,3	29	1								
31 (C)	CQ.SIS3	14	1	15	-0,3	29	1	1 : Peso Proprio							
32 (C)	CQ.SIS4	14	0,3	15	1	29	1	2 : Peso Chapa							
33 (C)	CQ.SIS5	14	0,3	15	-1	29	1	3 : RCP							
34 (C)	CQ.SIS6	14	-1	15	0,3	29	1	4 : Fotovoltaicos							
35 (C)	CQ.SIS7	14	-1	15	-0,3	29	1	5 : Sobrecarga							
36 (C)	CQ.SIS8	14	-0,3	15	1	29	1	6 : Ventox+ Asc							
37 (C)	CQ.SIS9	14	-0,3	15	-1	29	1	7 : Ventox- Asc							
38 (C)	CQ.SIS10	16	1	17	0,3	29	1	8 : Ventoy- Asc							
39 (C)	CQ.SIS11	16	1	17	-0,3	29	1	9 : Ventoy+ Asc							
40 (C)	CQ.SIS12	16	0,3	17	1	29	1	10 : Ventox+ Des							
41 (C)	CQ.SIS13	16	0,3	17	-1	29	1	11 : Ventox- Des							
42 (C)	CQ.SIS14	16	-1	17	0,3	29	1	12 : Maquinas							
43 (C)	CQ.SIS15	16	-1	17	-0,3	29	1								
44 (C)	CQ.SIS16	16	-0,3	17	1	29	1								
45 (C)	CQ.SIS17	16	-0,3	17	-1	29	1								
46 (C)	SLS1	1	1	2	1	3	1	4	1	12	1				
47 (C)	SLS2 - Frex	1	1	2	1	4	1	6	0,2	12	1				
48 (C)	SLS3 - Frex	1	1	2	1	4	1	7	0,2	12	1				
49 (C)	SLS4 - Frex	1	1	2	1	4	1	8	0,2	12	1				
50 (C)	SLS5 - Frex	1	1	2	1	4	1	9	0,2	12	1				
51 (C)	SLS6 - Frex	1	1	2	1	4	1	10	0,2	12	1				
52 (C)	SLS7 - Frex	1	1	2	1	4	1	11	0,2	12	1				
53 (C)	SLS8 - Rara	1	1	2	1	4	1	6	0,6	12	1				
54 (C)	SLS9 - Rara	1	1	2	1	4	1	7	0,6	12	1				
55 (C)	SLS10 - Rar	1	1	2	1	4	1	8	0,6	12	1				
56 (C)	SLS11 - Rar	1	1	2	1	4	1	9	0,6	12	1				
57 (C)	SLS12 - Rar	1	1	2	1	4	1	10	0,6	12	1				
58 (C)	SLS13 - Rar	1	1	2	1	4	1	11	0,6	12	1				
59 (C)	PP+RCP+R	1	1	2	1	3	1								

## 7.2.4 Verificação de Segurança

No dimensionamento dos diversos elementos estruturais foram considerados os esforços correspondentes às combinações de estados limites mais gravosas.

### Estados limites últimos

A segurança dos elementos em betão armado para os estados limites últimos foi verificada para os esforços axiais, de flexão (simples, composta e desviada), esforço transversal e torção.

A segurança dos elementos metálicos foi verificada aos esforços atuantes e aos efeitos globais e locais da encurvadura.

Estados limites de utilização1. Controlo de fendilhação

Para a combinação frequente de ações, limitou-se a abertura de fendas a 0,30 mm por se considerar que a estrutura se encontra em ambiente pouco agressivo.

2. Controlo da deformação

Na verificação da deformação da estrutura, para elementos de betão armado, admitiu-se uma deformação total máxima,  $\delta_{max} = L/500$  para a combinação frequente de ações a tempo infinito. Para os elementos estruturais metálicos, foi imposta uma deformação máxima,  $\delta_{max} = L/250$  para a mesma combinação.

**7.2.5 Quadro de Materiais**

Quadro 7.2 – Quadro de materiais – Continente de Beja.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de inspeção 2 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Elemento	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloratos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Téreo	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	40	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lintéis / Muros	C30/37	45	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe de massa volumica D1,0 (800 kg/m³)	
AÇO							
Elemento		Classe		Norma			
Armadura Ordinária		A500NR		EN 10080			
Rede electrosoldada		A500EL		EN 10080			
Aço estrutural (perfis laminares)		S275 JR		EN 10025			
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)		S275 J0		EN 10210-1			
Parafusos, buchas, porcas e anilhas		8.8		EN 20898-1			

### 7.2.6 Análise Estrutura e Dimensionamento

De seguida apresentam-se os modelos de cálculo utilizados na análise plana das treliças metálicas da cobertura e o dimensionamento detalhado de um exemplo de cada tipo de elemento com recurso a folhas de cálculo.

As asnas e as madres foram calculadas como elementos simplesmente apoiados de forma a traduzir, o melhor possível, o comportamento real das mesmas. No dimensionamento considerou-se o comportamento integral de treliça, ou seja, esforços unicamente axiais nos elementos e articulações nos diversos nós corda/ montante/ diagonal.

As vigas e pilares foram modelados recorrendo a elementos de barra, respeitando a geometria das secções e alinhamentos da estrutura.

Os apoios da estrutura foram considerados encastrados, aplicando as reações obtidas no dimensionamento das sapatas.

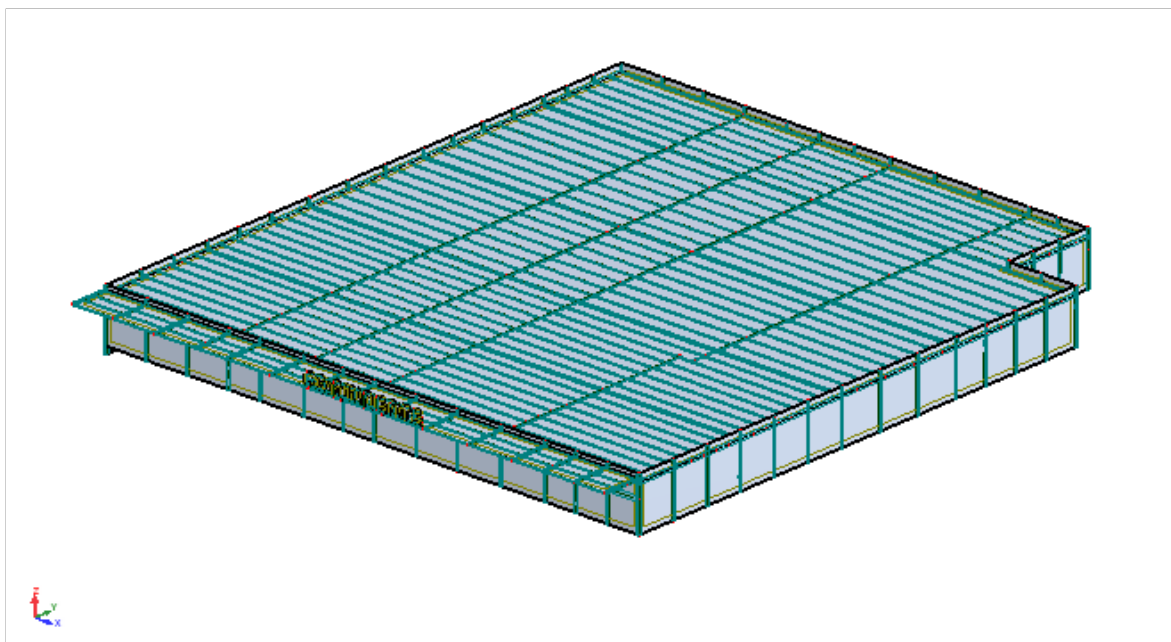


Figura 7.2 – Vista global superior.



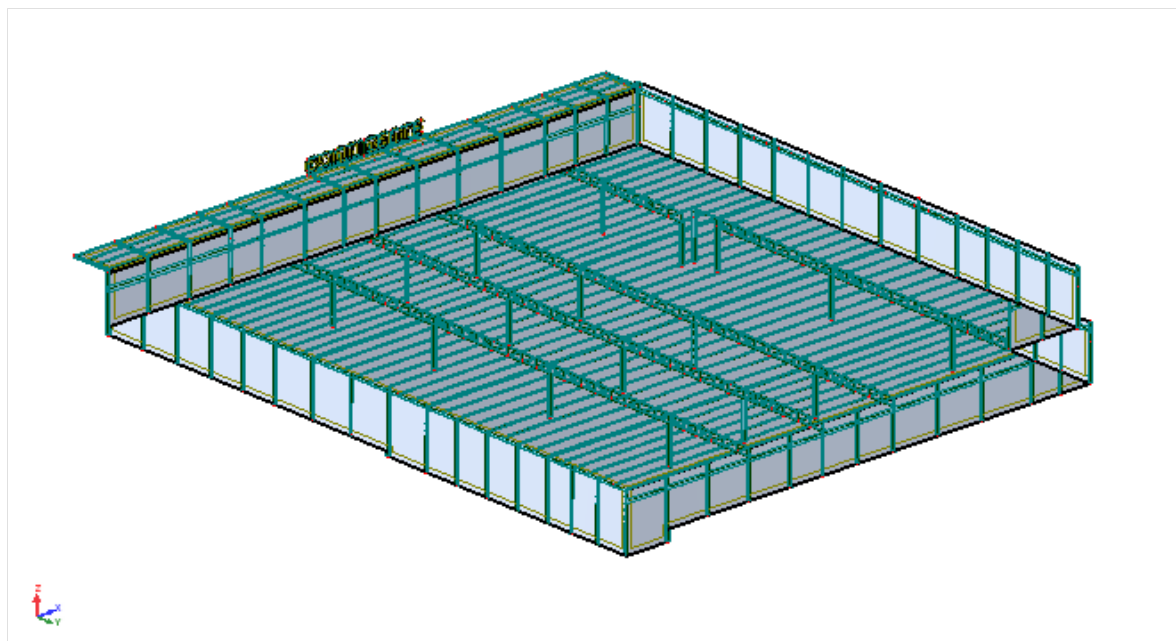


Figura 7.3 – Vista global inferior.

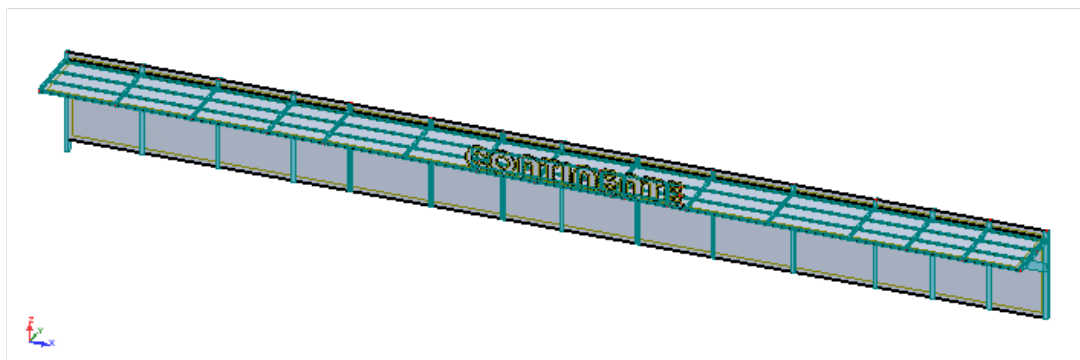


Figura 7.4 – Estrutura da pala da frente de loja.

### CÁLCULO DE MADRES

As madres foram calculadas recorrendo a folhas de cálculo em *Excel*, desenvolvidas pelo gabinete, onde são colocados os esforços retirados do *Robot* após modelação das mesmas. As madres que compõem a cobertura têm  $0,75\text{ m}$  de altura, com exceção dos alinhamentos 2 e 3 que têm uma altura de  $0,60\text{ m}$ . As cordas superiores e inferiores das madres são materializadas com duas cantoneiras de abas iguais, espaçadas de  $4\text{ cm}$  e ligadas através de chapas com  $5\text{ mm}$  de espessura. As diagonais que ligam as duas cordas são materializadas por perfis UPN. Relativamente à encurvadura, consideraram-se as cordas superiores e inferiores travadas fora do plano por contraventamentos anteriormente dimensionados no gabinete.

## Madre 1.1

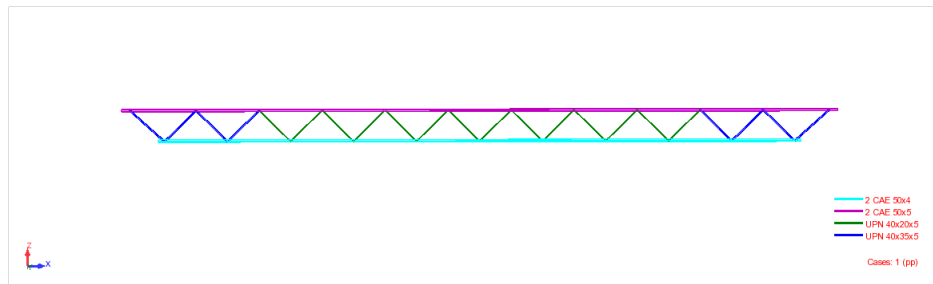


Figura 7.5 – Geometria do modelo de cálculo de uma madre metálica treliçada.

## Verificação aos Estados Limites Últimos

### Corda Superior

Aço fy (MPa) E (GPa)	275 210	Convenção Sinais		ΔEL5 (mm) Δarg.perm (mm) c.flecha (mm) Δnal (mm) V80 (mm) L/250 (mm)	38,1 17,5 20 18 17050 68	mm	DEF PP DEF CHA	4,5549 12,9447											
MADRE 1.1		Corda Superior	Perfis	Cantoneiras		af. Perfis (cm)	4												
Barra	Caso	N (kN)	L (m)	Seção	A (cm²)	I <sub>normal</sub> (cm⁴)	I <sub>minimo</sub> (cm⁴)	g (cm)	I <sub>conjunta</sub> (cm⁴)	Plano Vertical (seção conjunta)			Plano Horizontal (encurv. local)			Plano Horizontal (encurv. global)			
823	9 (C)	31,78	1,57	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,413	144,94	-	0,785	169,15	-	4,025	119,79	-	-
823	10 (C)	-21,46	1,57	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,413	-	264,00	0,785	-	264,00	4,025	-	264,00	-
823	9 (C)	31,78	1,57	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,413	144,94	-	0,785	169,15	-	4,025	119,79	-	-
823	10 (C)	-21,46	1,57	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,413	-	264,00	0,785	-	264,00	4,025	-	264,00	-
824	9 (C)	74,38	1,5	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,35	152,77	-	0,75	176,20	-	4,025	119,79	-	-
824	10 (C)	-50,34	1,5	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,35	-	264,00	0,75	-	264,00	4,025	-	264,00	-
824	9 (C)	74,38	1,5	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,35	152,77	-	0,75	176,20	-	4,025	119,79	-	-
824	10 (C)	-50,34	1,5	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,35	-	264,00	0,75	-	264,00	4,025	-	264,00	-
825	9 (C)	106,64	1,5	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,35	152,77	-	0,75	176,20	-	4,025	119,79	-	-
825	10 (C)	-72,26	1,5	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,35	-	264,00	0,75	-	264,00	4,025	-	264,00	-
825	9 (C)	106,64	1,5	L50x5	4,80	10,96	4,52	1,40	132,90	1,35	152,77	-	0,75	176,20	-	4,025	119,79	-	-

### Corda Inferior

MADRE 1.1																					
Corda Inferior		Perfis		Cantoneiras				af. Perfis (cm)		4											
Barra	Caso	N (kN)	L (m)	Seção	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>normal</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>mínimo</sub> (cm <sup>4</sup> )	g (cm)	I <sub>conjunta</sub> (cm <sup>4</sup> )	Plano Vertical (seção conjunta)			Plano Horizontal (encurv. local)			Plano Horizontal (encurv. global)					
										L0 (m)	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	L0 (m)	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	L0 (m)	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)			
990	9 (C)	-57,1	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95			
990	10 (C)	38,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-			
990	9 (C)	-57,1	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95			
990	10 (C)	38,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-			
991	9 (C)	-92,47	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95			
991	10 (C)	62,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-			
991	9 (C)	-92,47	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95			
991	10 (C)	62,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-			
992	9 (C)	-120,52	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95			
992	10 (C)	81,8	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-			
992	9 (C)	-120,52	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95			
992	10 (C)	81,8	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-			

### Diagonais

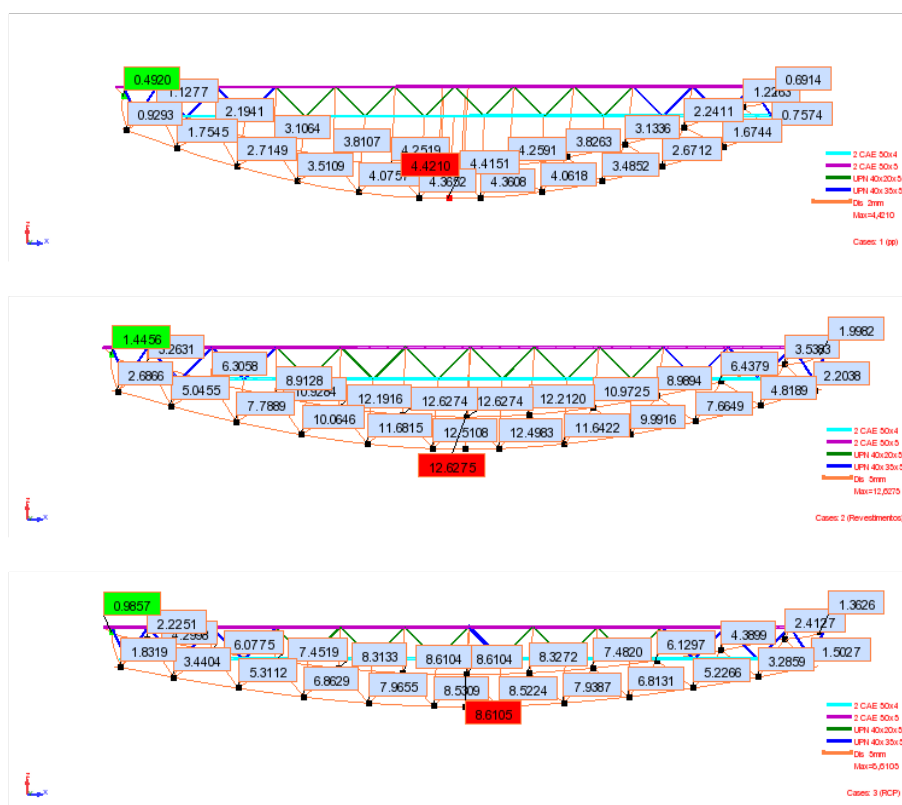
MADRE 1.1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

O cálculo apresentado para a verificação de segurança aos estados limites últimos é apenas um excerto da folha de cálculo em *Excel* para explicação. O cálculo completo desta madre encontra-se no Anexo I.

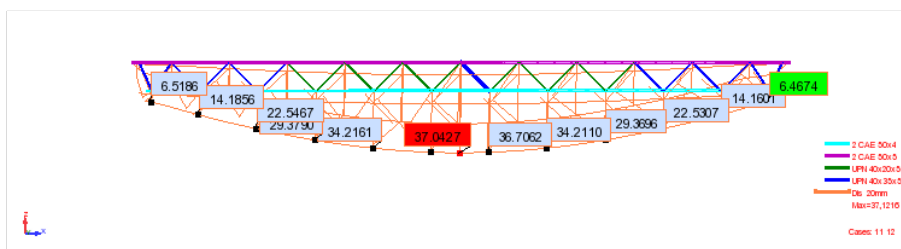
### Verificação aos Estados Limites de Utilização

Como apresentado no ponto 7.2.4, a deformação máxima das madres está limitada a  $l/250$ . Os diagramas seguintes apresentam a deformação máxima experimentada pela madre 1.1 para as cargas permanentes e para a envolvente de combinações de serviço respetivamente.

#### Deformação para as cargas permanentes



Para contrariar a deformação das madres, estabelece-se uma contra flecha semelhante à soma das deformações devidas às cargas permanentes, neste caso uma contra flecha de 20 mm.

ELS Deformação

$$\delta = 37,0427 - 20 = 17,0427 \text{ mm} < \frac{17050}{250} = 68,20 \text{ mm}$$

CÁLCULO DE ASNAS

As asnas foram calculadas recorrendo à funcionalidade do *Robot* que permite o cálculo de elementos metálicos, “*Steel/Aluminum Design*”. As asnas que compõem a cobertura têm 1,0 m de altura e todas as cordas, diagonais e montantes destas são materializadas com perfis UPN. Relativamente à encurvadura, consideraram-se as cordas superiores e inferiores travadas fora do plano pelas madres e no plano pelos montantes, de forma a traduzir o comportamento real da cobertura.

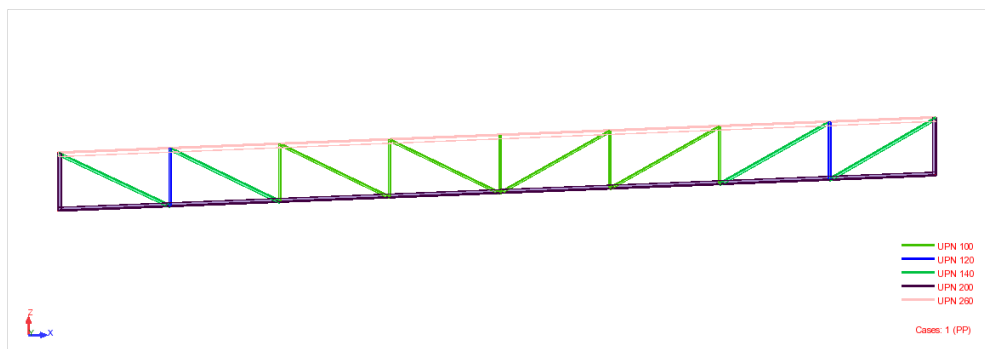
Asna 1.1

Figura 7.6 – Geometria do modelo de cálculo de uma asna metálica treliçada.

Verificação aos Estados Limites

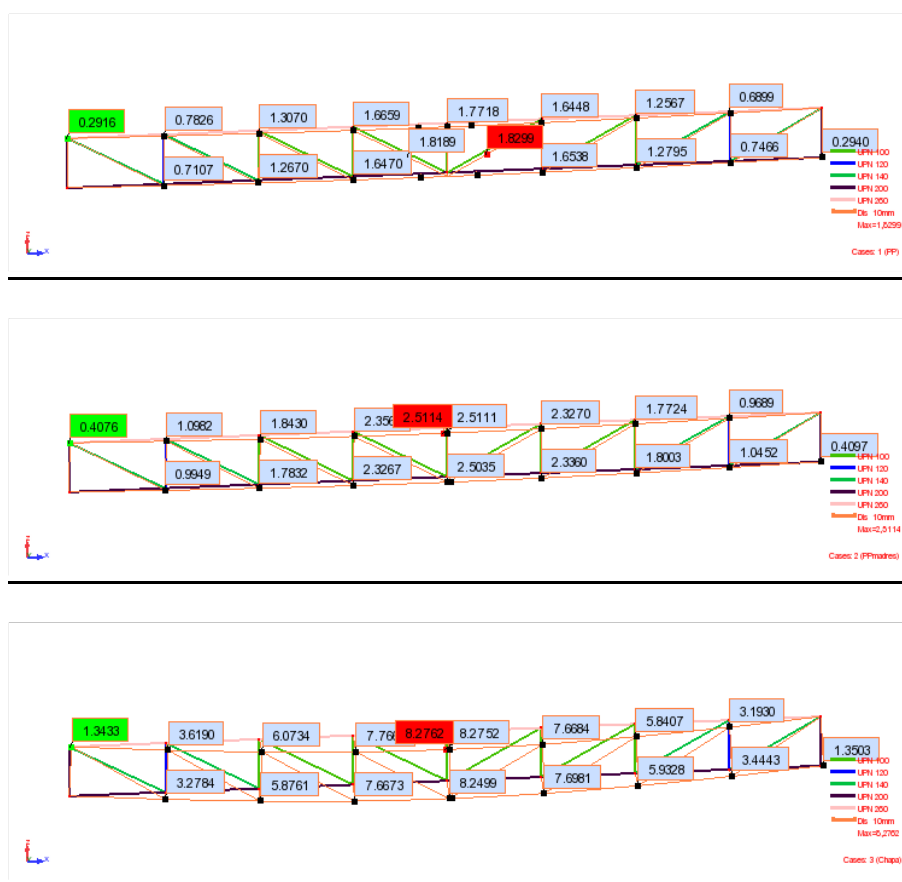
No caso das asnas é possível verificar a sua segurança aos diferentes estados limites unicamente através do *Robot*. No Quadro 7.3 é possível verificar que todos os elementos da asna 1.1 têm a sua segurança verificada tanto aos estados limites últimos como de utilização.

Quadro 7.3 – Resultados (verificação de segurança aos estados limites).

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
1	UPN 100	S 275	25.56	61.04	0.17	9 ELU1	-	-	-	-	-	-	-	-
5	UPN 140	S 275	39.78	111.36	0.99	10 ELU2	-	-	-	-	-	-	-	-
6	UPN 120	S 275	21.55	56.39	0.52	9 ELU1	-	-	-	-	-	-	-	-
7	UPN 140	S 275	38.99	109.14	0.70	10 ELU2	-	-	-	-	-	-	-	-
8	UPN 100	S 275	25.55	61.01	0.47	9 ELU1	-	-	-	-	-	-	-	-
9	UPN 100	S 275	54.37	129.83	0.82	10 ELU2	-	-	-	-	-	-	-	-
10	UPN 100	S 275	25.55	61.01	0.28	9 ELU1	-	-	-	-	-	-	-	-
11	UPN 100	S 275	54.37	129.84	0.29	10 ELU2	-	-	-	-	-	-	-	-
12	UPN 100	S 275	56.19	134.19	0.34	10 ELU2	-	-	-	-	-	-	-	-
13	UPN 100	S 275	25.55	61.01	0.29	9 ELU1	-	-	-	-	-	-	-	-
14	UPN 100	S 275	56.18	134.17	0.91	10 ELU2	-	-	-	-	-	-	-	-
15	UPN 100	S 275	25.55	61.01	0.48	9 ELU1	-	-	-	-	-	-	-	-
16	UPN 140	S 275	40.29	112.79	0.77	10 ELU2	-	-	-	-	-	-	-	-
17	UPN 120	S 275	21.55	56.39	0.53	9 ELU1	-	-	-	-	-	-	-	-
18	UPN 140	S 275	39.48	110.51	0.98	10 ELU2	-	-	-	-	-	-	-	-
214 Corda superi	UPN 260	S 275	19.17	67.25	0.85	9 ELU1	0.41	11 ELS1	0.00	11 ELS1	0.04	11 ELS1	0.00	11 ELS1
215	UPN 200	S 275	12.96	41.92	0.35	9 ELU1	-	-	-	-	-	-	-	-
216	UPN 200	S 275	12.96	41.92	0.36	9 ELU1	-	-	-	-	-	-	-	-
217 Corda inferi	UPN 200	S 275	24.86	80.44	0.87	10 ELU2	0.41	11 ELS1	0.00	11 ELS1	0.04	11 ELS1	0.00	11 ELS1

À semelhança das madres, a deformação máxima das asnas está limitada a  $l/250$ . Os diagramas seguintes apresentam a deformação máxima experimentada pela asna 1.1 para as cargas permanentes de forma a estabelecer uma contra flecha.

#### Deformação para as cargas permanentes



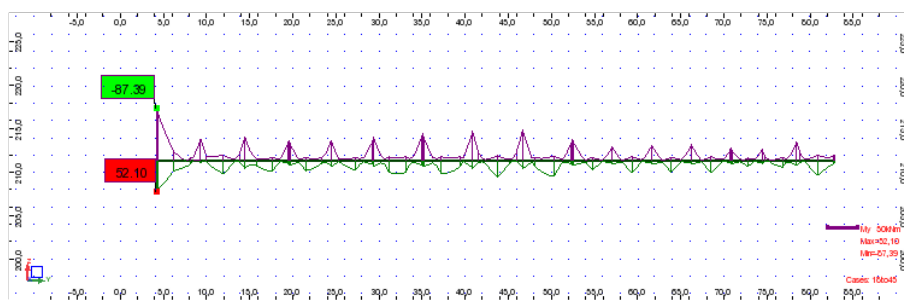
Para contrariar a deformação das asnas, estabelece-se uma contra flecha semelhante à soma das deformações devidas às cargas permanentes, neste caso uma contra flecha de 15 mm.

## CÁLCULO DE VIGAS

As vigas foram calculadas recorrendo a folhas de cálculo em Excel, desenvolvidas pelo gabinete, onde são colocados os esforços retirados do Robot após modelação das mesmas. De seguida é apresentado o dimensionamento da Viga 1.1 que serve de apoio às madres da cobertura.

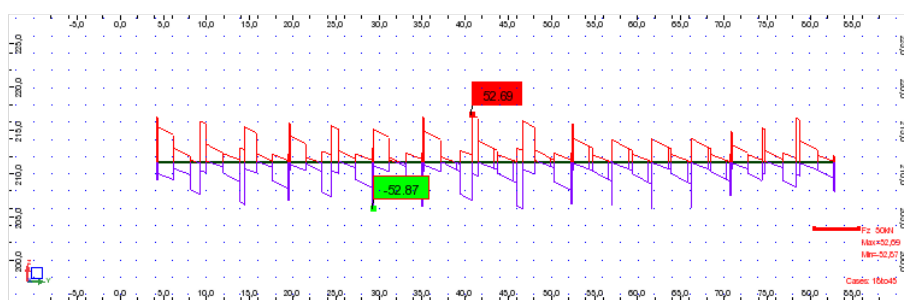
### Viga V1.1

#### ELU Flexão



Inferior		Superior	
<b>Msd</b>	52,10 kNm	<b>Msd</b>	87,39 kNm
<b>b</b>	0,30 m	<b>b</b>	0,30 m
<b>h</b>	0,50 m	<b>h</b>	0,50 m
<b>d</b>	0,45 m	<b>d</b>	0,45 m
<b>Aço</b>	A500	<b>Aço</b>	A500
<b>Betão</b>	c30/37	<b>Betão</b>	c30/37
<b>f<sub>yk</sub></b>	500 MPa	<b>f<sub>yk</sub></b>	500 MPa
<b>f<sub>syd</sub></b>	435 MPa	<b>f<sub>syd</sub></b>	435 MPa
<b>f<sub>cd</sub></b>	20,00 MPa	<b>f<sub>cd</sub></b>	20,00 MPa
<b>f<sub>ctm</sub></b>	2,9 MPa	<b>f<sub>ctm</sub></b>	2,9 MPa
<b>μ</b>	0,043	<b>μ</b>	0,072
<b>ω</b>	0,045	<b>ω</b>	0,076
<b>As</b>	2,79 cm <sup>2</sup>	<b>As</b>	4,72 cm <sup>2</sup>
<b>Solução:</b>	3 Ø 16	<b>Solução:</b>	3 Ø 16
	6,03 cm <sup>2</sup>		6,03 cm <sup>2</sup>
<b>As<sub>min</sub></b>	2,04 cm <sup>2</sup>	<b>As<sub>min</sub></b>	2,04 cm <sup>2</sup>
<b>&gt;0,0013b.d</b>	1,755 cm <sup>2</sup>	<b>&gt;0,0013b.d</b>	1,755 cm <sup>2</sup>
<b>As<sub>máx</sub></b>	60,00 cm <sup>2</sup>	<b>As<sub>máx</sub></b>	60,00 cm <sup>2</sup>

#### ELU Esforço Transverso



**Armadura de Corte** EC2

$V_{Ed}$	=	52,87	kN
$b$	=	0,30	m
$h$	=	0,50	m
$d$	=	0,45	m
$Asl$	=	6,03	cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	=	30	MPa
$f_{yk}$	=	500	MPa
$\theta$	=	25	°
$\alpha$	=	90	°

<b>Aço</b>	A500
<b>Betão</b>	c30/37
Pré-esforço	Não
$k$	= 1,667 ≤ 2,0
$\rho_l$	= 0,00447 ≤ 0,02
$f_{cd}$	= 20,00 MPa
$f_{syd}$	= 435 MPa

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

Esforço transversal resistente da secção de betão

$$V_{Rd,c} = 64,13 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 55,68 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ctd} = 712,80 \text{ kN}$$

Não é necessária armadura de esforço transversal

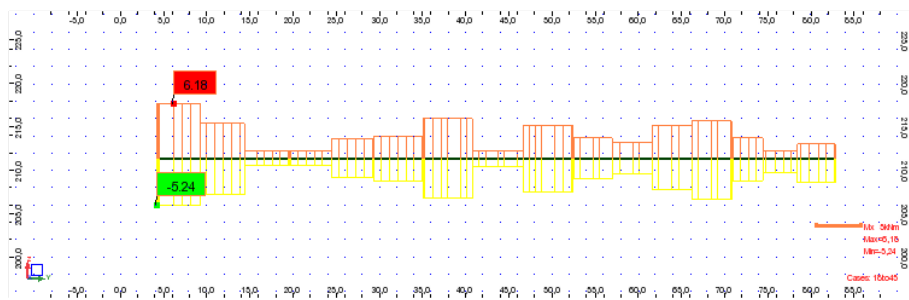
Armadura mínima de esforço transversal

$A_{cw,min}/s$	=	2,63	cm <sup>2</sup> /m
$s$	=	20	cm
$A_{cw,min}$	=	0,53	cm <sup>2</sup>
$A_{varao}$	=	0,28	cm <sup>2</sup>
Nº de ramos	=	1,9	

$$N^\circ \text{ de ramos a colocar} = 2$$

$$V_{Rd,A_{cw,min}} = 105,73 \text{ kN}$$

Esforço resistente da armadura mínima

**ELU Torção****Armadura de Torção** EC2

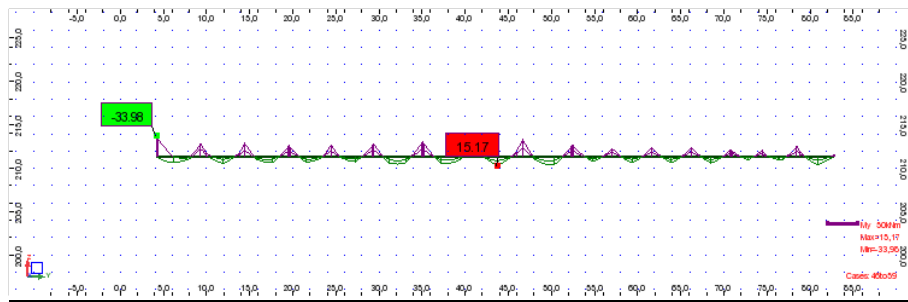
$T_{ed}$	=	6,18	kN.m
$V_{ed}$	=	38,63	kN
$b$	=	0,30	m
$h$	=	0,50	m
$d$	=	0,45	m
eixo	=	5,00	cm
$T_{ed} \leq$		73,16	kN.m
$t_{ef}$	=	0,10	m
$\mu_k$	=	1,20	
$A_k$	=	0,08	m

<b>Aço</b>	A500
<b>Betão</b>	c30/37
$f_{yk}$	= 500 MPa
$f_{syd}$	= 435 MPa
$f_{cd}$	= 20,00 MPa
$f_{ck}$	= 30,00 MPa
$\theta$	= 30 °
$\alpha_{cw}$	= 1,0 MPa

$V_{ed} / V_{rd,max}$	=	0,11	kN
$T_{ed} / T_{rd,max}$	=	0,08	kN
$A_{st}/s$	=	0,57	cm <sup>2</sup> /m
$s$	=	20,0	cm
$A_{sw}$	=	0,11	cm <sup>2</sup> /estribo
$A_{varao}$	=	0,50	cm <sup>2</sup>
Nº de estribos	=	0,23	
$Asl/s$	=	0,92	cm <sup>2</sup> /face

Armadura de suspensão	corte + suspensão + torção
	Não
$s$	= 20,0 cm
$A_{sw}$	= 0,75 cm <sup>2</sup> /estribo
$A_{varao}$	= 0,50 cm <sup>2</sup>
Nº de ramos	= 1,51

$$50\% \ 3\phi 16 = 3,015 > 0,92 \rightarrow Asl = 1\phi 10/\text{face (construtivo)}$$

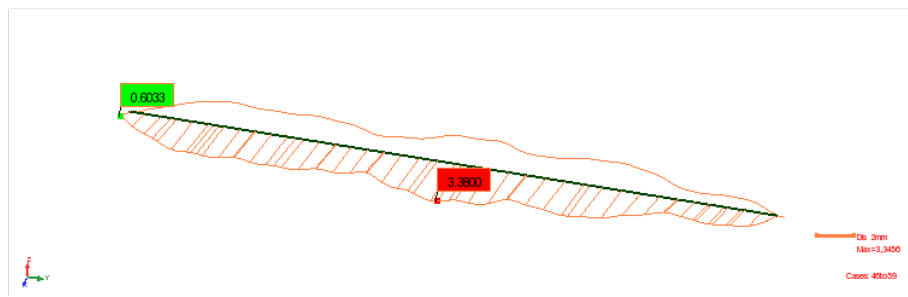
ELS Fendilhação

h=	50	cm	Aço	A500
d=	45	cm	Betão	c30/37
b=	30	cm		
f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa		
E <sub>cm</sub> =	33	GPa		

	M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	r (%)	x	C <sub>s</sub>	s <sub>s</sub> (MPa)	s <sub>sf</sub> (MPa)	0,6s <sub>y</sub> /E <sub>s</sub>	expressão 7.9 EC2	e <sub>sm</sub> -e <sub>cm</sub>	h <sub>0,ef</sub> (cm)	A <sub>c,eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	r <sub>r</sub>	s <sub>m</sub> (mm)	w <sub>k</sub> (EC2) (mm)
3 Φ 16	33,98	6,03	0,447	0,258	244,952	137,0	146,2	Não	Fendilhada						<0,3
3 Φ 16	15,17	6,03	0,447	0,258	244,952	61,2	146,2	Não	Fendilhada						<0,3

ELS Deformação

Como apresentado no ponto 7.2.4. a deformação máxima das vigas de betão armado está limitada a  $l/500$ . O diagrama seguinte apresenta a deformação máxima experimentada pela viga 1.1 para as combinações de serviço.



$$\delta_{max} = \frac{l}{500} = 11,60 \text{ mm}, \delta_{inst.} = 3,38 \text{ mm}, \delta_{tempo inf.} = 3,38 \times 3 = 10,14 \text{ mm} < \delta_{max}$$

Solução de armaduras adotada:

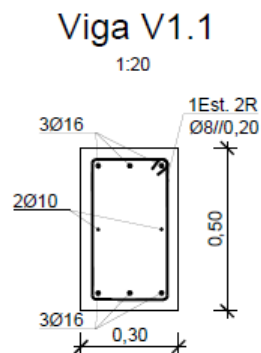
$$As^{+} = 3\phi 16 \rightarrow 6,03 \text{ cm}^2$$

$$As^{-} = 3\phi 16 \rightarrow 6,03 \text{ cm}^2$$



$$\frac{A_{sw}}{s} = \phi 8 // 0,20 \rightarrow 5,03 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sl} = 1\phi 10 \rightarrow 0,79 \text{ cm}^2/\text{face}$$



### PALA FRENTE DE LOJA

Os elementos da pala da frente de loja foram dimensionados recorrendo à funcionalidade do *Robot* “Steel/Aluminum Design”.

A pala da frente de loja é composta por vigas e madres metálicas materializadas com perfis HEA e IPE respetivamente. Relativamente à encurvadura, consideraram-se as vigas travadas fora do plano pelas madres e tratando-se de vigas em consola, considerou-se um comprimento de encurvadura de  $2,0L$  no plano. Ao que à encurvadura lateral diz respeito, consideraram-se os banzos superior e inferior das vigas como estando travados pelas madres.

As madres consideraram-se travadas fora do plano a meio vão com o auxílio de tirantes que ligam as madres entre si. Relativamente à encurvadura lateral, considerou-se o banzo inferior travado a meio vão e o banzo superior travado pela chapa de cobertura que impede a ocorrência de encurvadura lateral do banzo superior.

### Vigas e madres

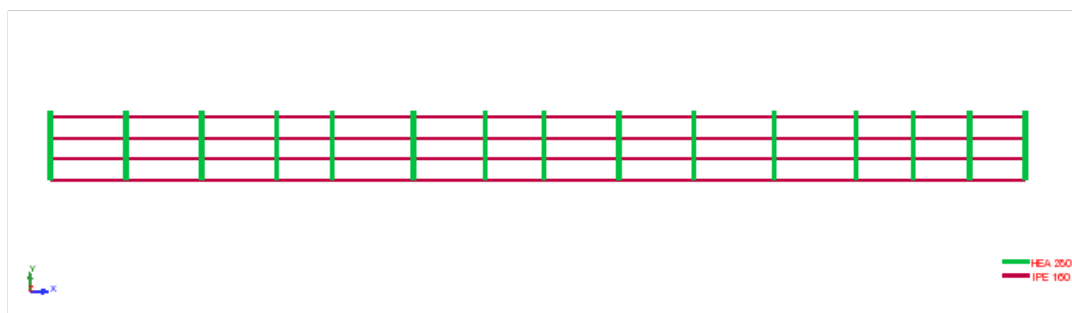


Figura 7.7 – Geometria do modelo de cálculo da pala da frente de loja.

Quadro 7.4 – Resultados (verificação de segurança).

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
79 Madres Frente	IPe 160	S 275	92.13	164.32	0.33	25 ELU8	0.00	51 SLS6 - Freq	0.21	57 SLS12 - Rara
90 Madres Frente	IPe 160	S 275	86.05	153.47	0.44	26 ELU9	0.22	56 SLS11 - Rara	0.09	57 SLS12 - Rara
106 Madres Frente	IPe 160	S 275	85.74	152.93	0.76	27 ELU10	0.26	56 SLS11 - Rara	0.29	57 SLS12 - Rara
107 Madres Frente	IPe 160	S 275	93.34	166.49	0.34	25 ELU8	0.00	57 SLS12 - Rara	0.22	57 SLS12 - Rara
108 Madres Frente	IPe 160	S 275	67.20	119.85	0.48	27 ELU10	0.07	56 SLS11 - Rara	0.06	56 SLS11 - Rara
109 Madres Frente	IPe 160	S 275	82.40	146.97	0.32	26 ELU9	0.10	57 SLS12 - Rara	0.15	57 SLS12 - Rara
110 Madres Frente	IPe 160	S 275	92.13	164.32	0.33	25 ELU8	0.00	56 SLS11 - Rara	0.21	57 SLS12 - Rara
111 Madres Frente	IPe 160	S 275	63.70	113.61	0.13	27 ELU10	0.00	51 SLS6 - Freq	0.07	57 SLS12 - Rara
112 Madres Frente	IPe 160	S 275	86.35	154.02	0.28	23 ELU6	0.00	51 SLS6 - Freq	0.17	57 SLS12 - Rara
113 Madres Frente	IPe 160	S 275	86.50	154.29	0.28	23 ELU6	0.00	51 SLS6 - Freq	0.17	57 SLS12 - Rara
114 Madres Frente	IPe 160	S 275	86.50	154.29	0.28	23 ELU6	0.00	51 SLS6 - Freq	0.17	57 SLS12 - Rara
115 Madres Frente	IPe 160	S 275	64.16	114.43	0.27	26 ELU9	0.00	46 SLS1	0.12	57 SLS12 - Rara
116 Madres Frente	IPe 160	S 275	64.92	115.78	0.28	23 ELU6	0.00	46 SLS1	0.13	57 SLS12 - Rara
117 Madres Frente	IPe 160	S 275	64.92	115.78	0.28	26 ELU9	0.00	57 SLS12 - Rara	0.13	57 SLS12 - Rara
118 Madres Frente	IPe 160	S 275	93.34	166.49	0.72	26 ELU9	0.00	46 SLS1	0.38	57 SLS12 - Rara
119 Madres Frente	IPe 160	S 275	92.13	164.32	0.70	26 ELU9	0.00	51 SLS6 - Freq	0.37	57 SLS12 - Rara
120 Madres Frente	IPe 160	S 275	86.05	153.47	0.73	26 ELU9	0.57	56 SLS11 - Rara	0.30	57 SLS12 - Rara
121 Madres Frente	IPe 160	S 275	85.74	152.93	0.60	25 ELU8	0.46	56 SLS11 - Rara	0.30	57 SLS12 - Rara
122 Madres Frente	IPe 160	S 275	67.20	119.85	0.48	26 ELU9	0.29	56 SLS11 - Rara	0.14	57 SLS12 - Rara
123 Madres Frente	IPe 160	S 275	82.40	146.97	0.55	26 ELU9	0.05	56 SLS11 - Rara	0.26	57 SLS12 - Rara
124 Madres Frente	IPe 160	S 275	92.13	164.32	0.70	26 ELU9	0.00	57 SLS12 - Rara	0.37	57 SLS12 - Rara
125 Madres Frente	IPe 160	S 275	63.70	113.61	0.26	26 ELU9	0.00	57 SLS12 - Rara	0.12	57 SLS12 - Rara
126 Madres Frente	IPe 160	S 275	86.35	154.02	0.59	26 ELU9	0.00	46 SLS1	0.30	57 SLS12 - Rara
127 Madres Frente	IPe 160	S 275	86.50	154.29	0.59	24 ELU7	0.00	56 SLS11 - Rara	0.30	57 SLS12 - Rara
128 Madres Frente	IPe 160	S 275	86.50	154.29	0.59	26 ELU9	0.00	57 SLS12 - Rara	0.30	57 SLS12 - Rara
129 Madres Frente	IPe 160	S 275	64.16	114.43	0.28	23 ELU6	0.00	51 SLS6 - Freq	0.12	57 SLS12 - Rara

O cálculo apresentado para a verificação de segurança aos estados limites é apenas um excerto do quadro retirado do *Robot* para explicação. O cálculo completo da pala da frente de loja encontra-se no Anexo I.

### Vigas e pilares metálicos da fachada

Os elementos metálicos da fachada também foram dimensionados recorrendo à funcionalidade do *Robot* “*Steel/Aluminum Design*”. Os pilares e as vigas são materializados com perfis HEA. Relativamente à encurvadura, os pilares consideraram-se como consolas fora do plano com um comprimento de encurvadura igual a  $2,0L$  e travados pelas vigas no plano. Em relação à encurvadura lateral, consideraram-se ambos os banzos dos pilares travados pelas vigas. As vigas foram analisadas como simplesmente apoiadas nos pilares.

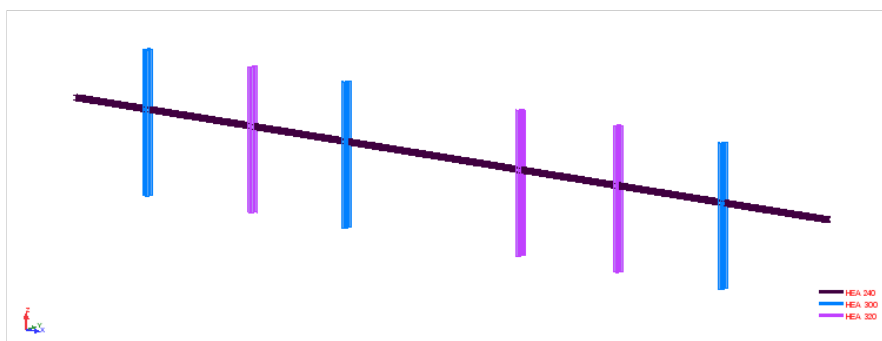


Figura 7.8 – Geometria do modelo de cálculo das vigas e pilares metálicos da fachada.

Quadro 7.5 – Resultados (verificação de segurança).

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
71 Pilar_71	HEA 300	S 275	107.22	53.82	0.61	27 ELU10	-	-	-	-	0.01	54 SLS9 -Rara	0.83	57 SLS12 -Rara
72 Pilar_72	HEA 320	S 275	100.60	37.37	0.45	27 ELU10	-	-	-	-	0.01	54 SLS9 -Rara	0.49	57 SLS12 -Rara
73 Pilar_73	HEA 300	S 275	107.22	53.82	0.54	26 ELU9	-	-	-	-	0.01	54 SLS9 -Rara	0.74	57 SLS12 -Rara
74 Pilar_74	HEA 320	S 275	100.60	53.77	0.60	26 ELU9	-	-	-	-	0.01	54 SLS9 -Rara	0.76	57 SLS12 -Rara
75 Pilar_75	HEA 320	S 275	100.60	53.77	0.61	26 ELU9	-	-	-	-	0.01	54 SLS9 -Rara	0.78	57 SLS12 -Rara
76 Pilar_76	HEA 300	S 275	107.22	37.40	0.57	27 ELU10	-	-	-	-	0.01	54 SLS9 -Rara	0.42	57 SLS12 -Rara
85 Vigas_85	HEA 240	S 275	41.68	69.80	0.12	19 ELU2	0.00	51 SLS6 - Freq	0.11	46 SLS1	-	-	-	-
92 Vigas_92	HEA 240	S 275	60.29	100.95	0.27	19 ELU2	0.00	51 SLS6 - Freq	0.33	48 SLS3 - Freq	-	-	-	-
93 Vigas_93	HEA 240	S 275	53.92	90.29	0.21	19 ELU2	0.00	57 SLS12 -Rara	0.24	46 SLS1	-	-	-	-
94 Vigas_94	HEA 240	S 275	43.97	73.63	0.13	19 ELU2	0.00	57 SLS12 -Rara	0.13	46 SLS1	-	-	-	-
157 Vigas_157	HEA 240	S 275	56.11	93.95	0.23	19 ELU2	0.00	57 SLS12 -Rara	0.27	49 SLS4 - Freq	-	-	-	-
158 Vigas_158	HEA 240	S 275	56.31	94.29	0.23	19 ELU2	0.00	57 SLS12 -Rara	0.27	50 SLS5 - Freq	-	-	-	-
159 Vigas_159	HEA 240	S 275	60.29	100.95	0.27	20 ELU3	0.00	46 SLS1	0.33	46 SLS1	-	-	-	-
160 Vigas_160	HEA 240	S 275	61.08	102.28	0.28	20 ELU3	0.00	46 SLS1	0.34	46 SLS1	-	-	-	-

## 7.3 CONTINENTE BOM DIA DE BUARCOS

### 7.3.1 Elementos Base

Para a realização deste projeto foram fornecidos os seguintes elementos base:

- Cotas do terreno;
- Plantas de arquitetura;
- Relatório geotécnico.

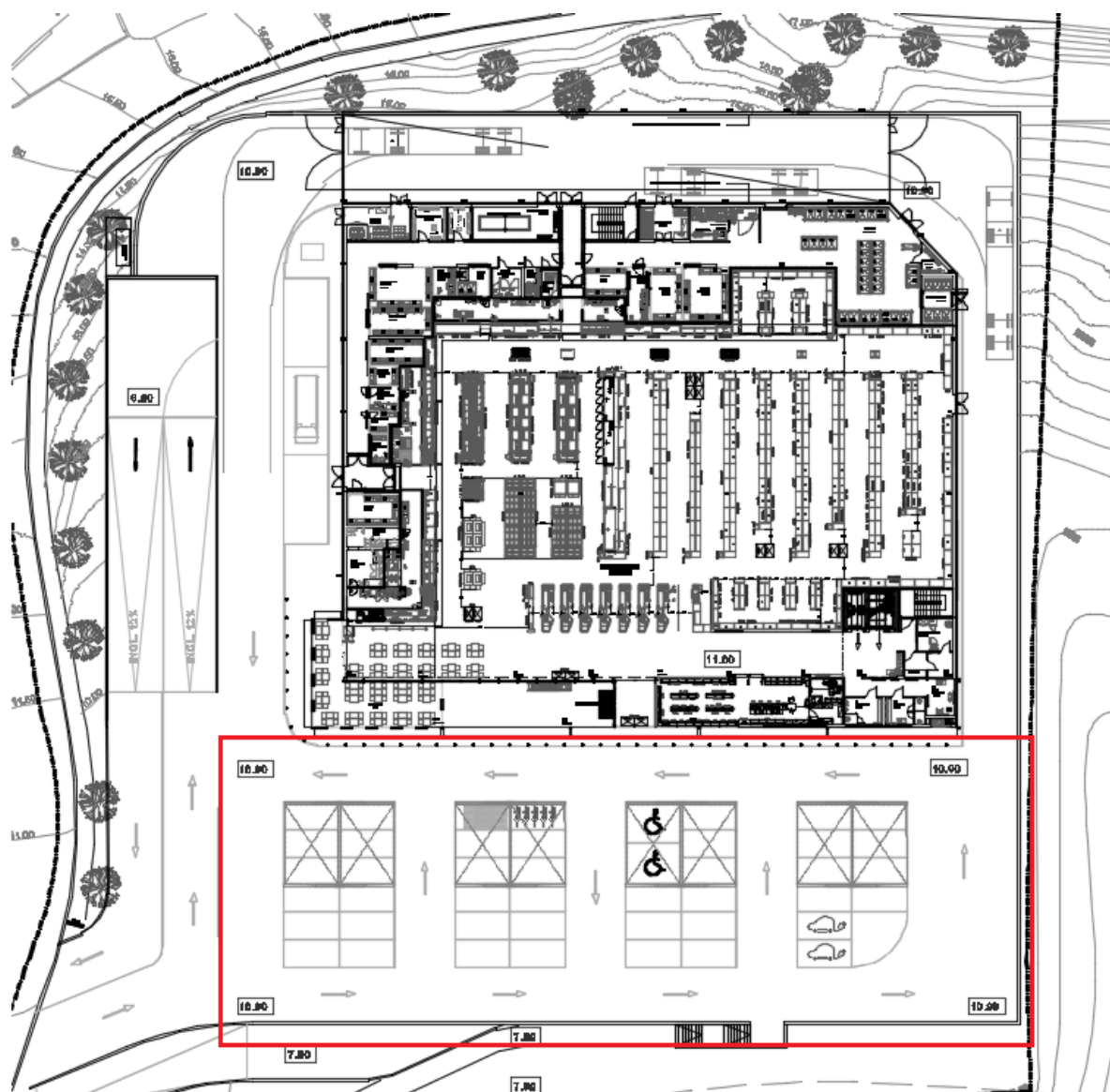


Figura 7.9 – Planta de arquitetura do Continente Bom Dia de Buarcos.

### 7.3.2 Solução Estrutural

A laje do Piso 0 é uma laje maciça fungiforme de espessura variável entre 0,30 m e 0,41 m, apoiando diretamente em pilares de betão armado e paredes de contenção. Durante a análise estrutural, concluiu-se que seria necessário recorrer-se a capitéis com espessuras de 0,54 m e 0,57 m.

As paredes de contenção PC1 e PC2 têm espessura de 0,25 m e 0,30 m, respetivamente. Na direção ortogonal às paredes de contenção, a laje é delimitada por vigas de betão armado V1.0 e V2.0 com secções  $0,30 \times 0,70 \text{ m}^2$  e  $0,30 \times 0,50 \text{ m}^2$ , respetivamente.

De acordo com o Estudo Geológico e Geotécnico, o solo de fundação apresenta dois ambientes distintos. Uma zona A com boa capacidade resistente e uma zona B com ocorrência de aluviões espessos de fraca capacidade resistente e nível freático alto. Os pilares e paredes de contenção que servem de apoio à laje em estudo encontram-se na zona B que devido à sua falta de capacidade devem fundar de forma indireta através de estacas.

### 7.3.3 Quantificação de Ações

#### 1. Ações permanentes

##### 1.1. Peso próprio da estrutura

Elementos estruturais em betão armado:

$$\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

##### 1.2. Restantes cargas permanentes

Revestimento Parque estacionamento exterior:

$$1,0 \text{ kN/m}^2$$

Restantes cargas permanentes:

$$1,0 \text{ kN/m}^2$$

##### 1.3. Impulso de Terras

Para quantificar o impulso de terras considerou-se um peso específico de  $20,0 \text{ kN/m}^3$  com um ângulo de atrito interno de  $30^\circ$ .

#### 2. Ações variáveis

##### 2.1. Sobrecarga de utilização

Sobrecarga de utilização:

$$5,0 \text{ kN/m}^2$$

Zona de circulação de veículos pesados:

$$10,0 \text{ kN/m}^2$$

## 2.2. Sismo

De acordo com o zonamento sísmico, o edifício situa-se na zona sísmica 1.5 para o sismo do tipo 1 (afastado), com uma aceleração de referência de  $0,60 \text{ m/s}^2$  e na zona 2.4 para o sismo do tipo 2 (próximo) com uma aceleração de referência de  $1,10 \text{ m/s}^2$ . Admitiu-se uma classe II para a estrutura, o que implica um coeficiente de importância de 1,0. De acordo com a prospeção geotécnica, considerou-se o terreno de fundação como terreno dos tipos C e E, um coeficiente de amortecimento de 5% e um coeficiente de comportamento igual a 3,0, devido às características estruturais da obra e a sua baixa ductilidade.

O efeito da ação sísmica foi considerado através de uma análise espectral quantificando a sobreposição modal com recurso ao método da raiz quadrada da soma dos quadrados. Para a combinação de efeitos das duas componentes ortogonais da ação sísmica, considerou-se o efeito numa direção com 30% da outra componente. A ação considerada na análise corresponde à combinação quase-permanente de ações.

### Combinações de ações

As combinações de ações utilizadas são as apresentadas no capítulo 4.

Quadro 7.6 – Combinações de ações utilizadas na laje do Piso 0 (*Robot*).

19 (C)	ELU1	1	1,35	2	1,35	3	1,5	4	1,35	13	1,35						
20 (C)	ELU2	1	1,35	2	1,35	3	1,5	4	1,35	13	1,35	12	1,35				
21 (C)	ELU3	1	1,35	2	1,35	3	1,5	4	1,35	7	1,5	13	1,35	12	1,35	6	1,05
24 (C)	CQP	1	1	2	1	3	1	4	1	6	0,3	7	0,3				
25 (C)	(CQ S1	15	1	16	0,3	24	1										
26 (C)	(CQ S2	15	1	16	-0,3	24	1										
27 (C)	(CQ S3	15	0,3	16	1	24	1										
28 (C)	(CQ S4	15	0,3	16	-1	24	1										
29 (C)	(CQ S5	15	-1	16	0,3	24	1										
30 (C)	(CQ S6	15	-1	16	-0,3	24	1										
31 (C)	(CQ S7	15	-0,3	16	1	24	1										
32 (C)	(CQ S8	15	-0,3	16	-1	24	1										
33 (C)	(CQ S9	17	1	18	0,3	24	1										
34 (C)	(CQ S10	17	1	18	-0,3	24	1										
35 (C)	(CQ S11	17	0,3	18	1	24	1										
36 (C)	(CQ S12	17	0,3	18	-1	24	1										
37 (C)	(CQ S13	17	-1	18	0,3	24	1										
38 (C)	(CQ S14	17	-1	18	-0,3	24	1										
39 (C)	(CQ S15	17	-0,3	18	1	24	1										
40 (C)	(CQ S16	17	-0,3	18	-1	24	1										
41 (C)	ELS1	1	1	2	1	3	1	4	1	13	1	12	1	6	0,5	7	0,5
42 (C)	ELS2	1	1	2	1	3	1	4	1	13	1	12	1	6	0,3	7	0,3

### 7.3.4 Verificação de Segurança

No dimensionamento dos diversos elementos estruturais foram considerados os esforços correspondentes às combinações de estados limites mais gravosas.

Estados limites últimos

A segurança dos elementos para os estados limites últimos foi verificada para os esforços axiais, de flexão (simples, composta e desviada), esforço transversal e punção.

Estados limites de serviço1. Controlo de fendilhação

Para a combinação frequente de ações, limitou-se a abertura de fendas a 0,30 mm por se considerar que a estrutura se encontra em ambiente pouco agressivo.

2. Controlo da deformação

Na verificação da deformação da estrutura, para elementos de betão armado, admitiu-se uma deformação total máxima,  $\delta_{max} = L/500$  para a combinação frequente de ações a tempo infinito.

**7.3.5 Quadro de Materiais**

Quadro 7.7 – Quadro de materiais – Continente Bom Dia de Buarcos

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de Inspeção 2 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Elemento	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Lajes	C30/37	30	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Pavimento Térreo	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Platisbandas	C30/37	40	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Pilares	C30/37	40	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Lintéis e Vigas Fundação	C30/37	45	-	XC2(P)	CL0,40	22	S3
Paredes de Contenção	C30/37	40	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas e Maços	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Estacas	C30/37	75	-	XC2(P)	CL0,40	25	S4
Regularização	C12/15	-	-	XQ(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	XQ(P)	CL1,0	Classe de massa volumica D1,6 (800 kg/m³)	
AÇO							
Elemento		Classe			Norma		
Armadura Ordinária		A500NR			EN 10080		
Rede eletrossoldada		A500EL			EN 10080		
Aço estrutural (perfis laminares)		S275 JR			EN 10025		
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)		S275 JO			EN 10210-1		
Parafusos, buchas, porcas e anilhas		8.8			EN 20898-1		

### 7.3.6 Análise Estrutural e Dimensionamento

De seguida apresentam-se os modelos de cálculo utilizados na análise da laje, paredes e vigas e o dimensionamento detalhado de um exemplo de cada tipo de elemento com recurso a folhas de cálculo.

As lajes e paredes foram modeladas através de elementos finitos de casca, aos quais se aplicou uma malha de elementos finitos com  $0,50\text{ m}$ . As vigas, pilares e lintéis foram representados por elementos de barra, respeitando a geometria das secções e alinhamentos da estrutura. Os apoios da estrutura foram modelados através de apoios duplos, retirando as reações obtidas para o dimensionamento das estacas.

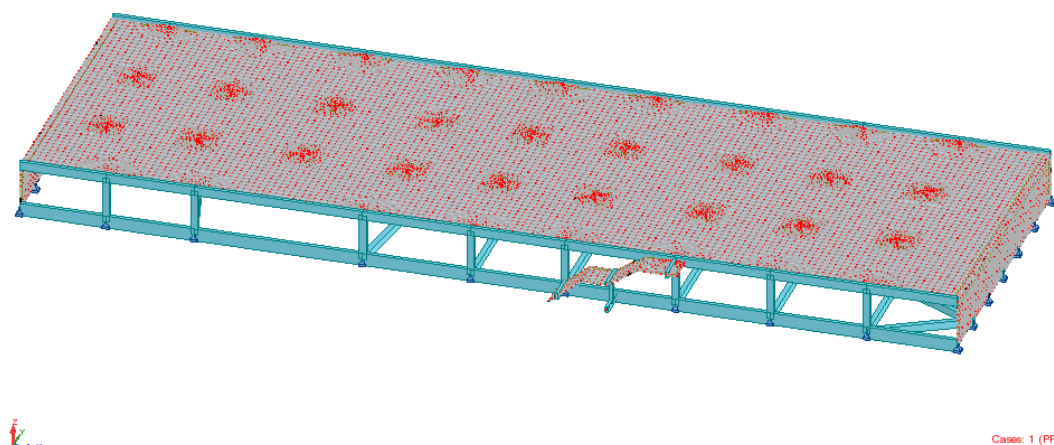


Figura 7.10 – Vista superior.

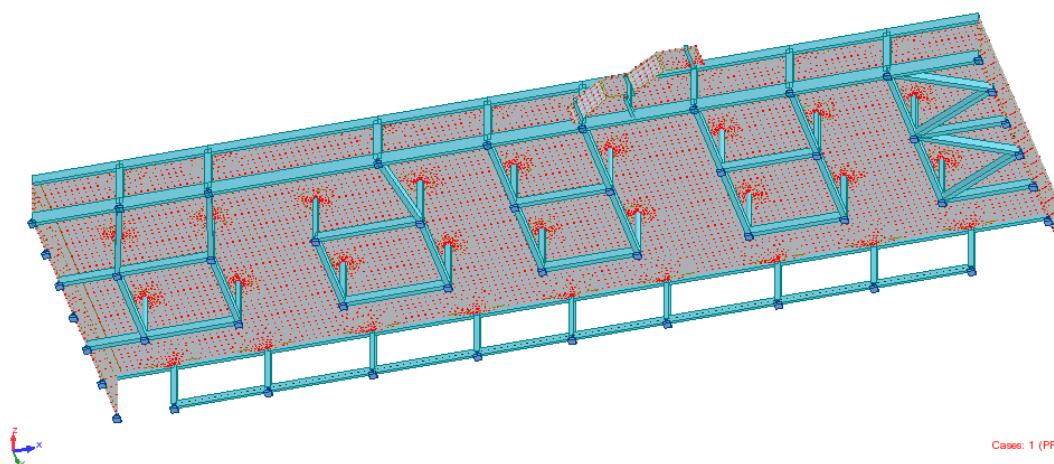


Figura 7.11 – Vista inferior.



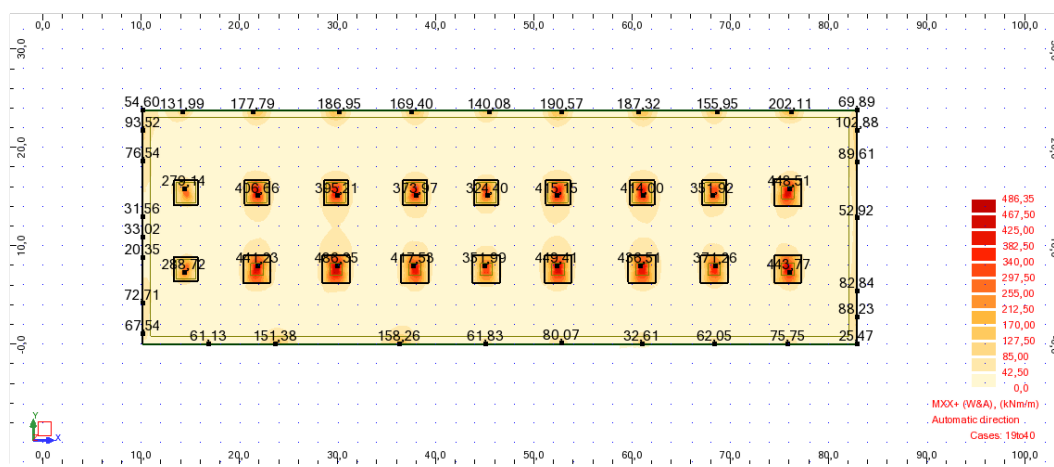
## CÁLCULO DE LAJES

A laje foi calculada recorrendo a uma folha de cálculo em Excel, desenvolvida pelo gabinete, onde são colocados os esforços retirados do Robot após modelação da mesma. De seguida é apresentado um dimensionamento detalhado da Laje LM 1.0.

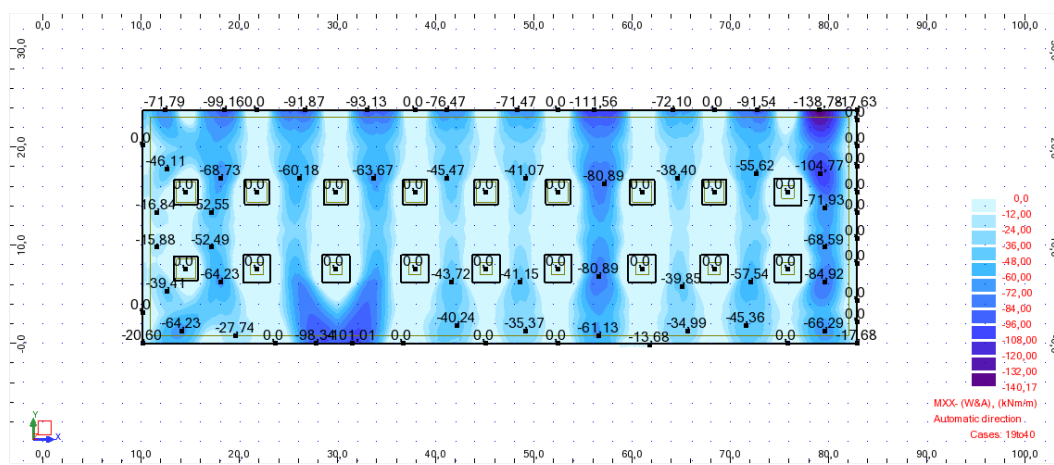
### Laje LM1.0 – esp. variável entre 0,30 m e 0,41 m

#### ELU Flexão

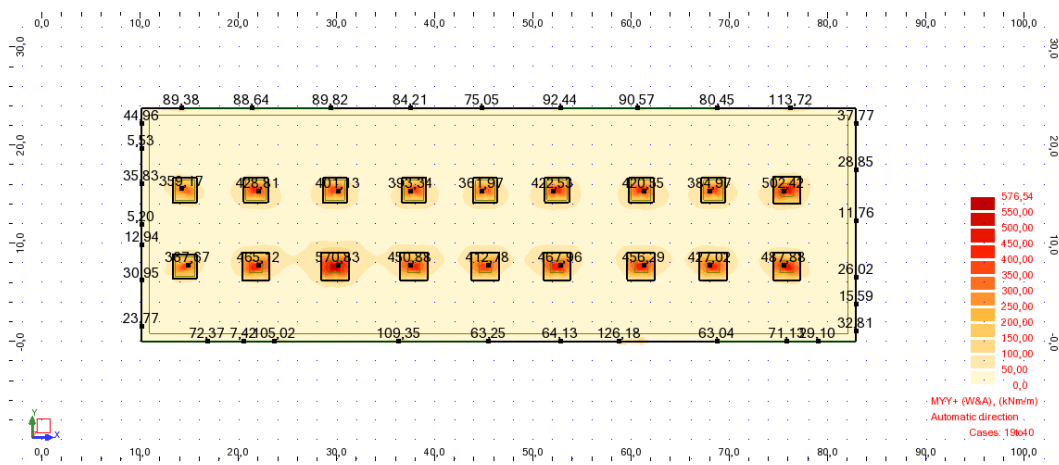
Direção x – Momento fletor face superior



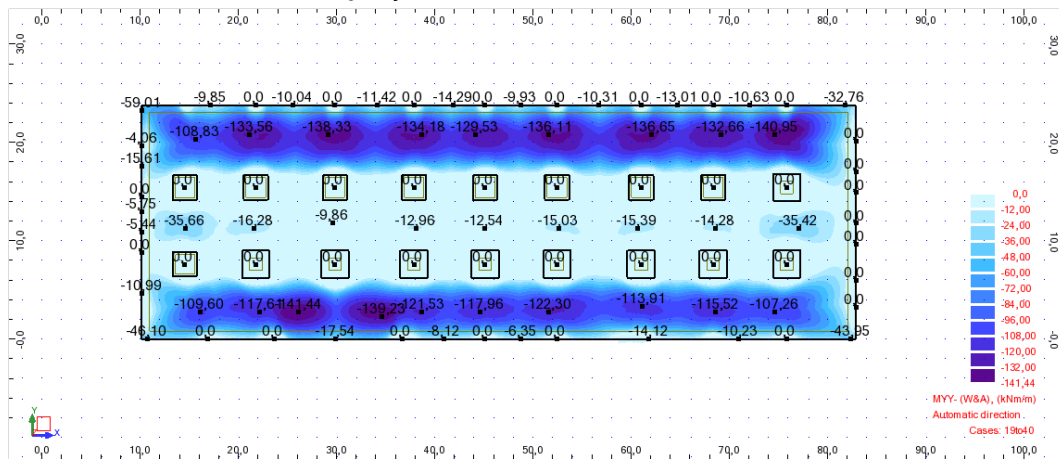
Direção x – Momento fletor face inferior



Direção y – Momento fletor face superior



Direção y – Momento fletor face inferior



$$A_{sl.min} = 0,26 \times \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

$$A_{sl.min} = 0,26 \times \left( \frac{2,9}{500} \right) \times 1,00 \times 0,26 \geq 0,0013 \times 1,00 \times 0,26$$

$$A_{sl.min} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 3,38 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 10//0,20 \text{ m} (3,93 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Solução de armadura de flexão geral adotada:

$$A_{s,sup} - \text{Dir. } x = \phi 16//0,15 (13,40 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_{s,sup} - \text{Dir. } y = \phi 16//0,15 (13,40 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_{s,inf} - \text{Dir. } x = \phi 16//0,15 (13,40 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_{s,inf} - \text{Dir. } y = \phi 16//0,15 (13,40 \text{ cm}^2/\text{m})$$

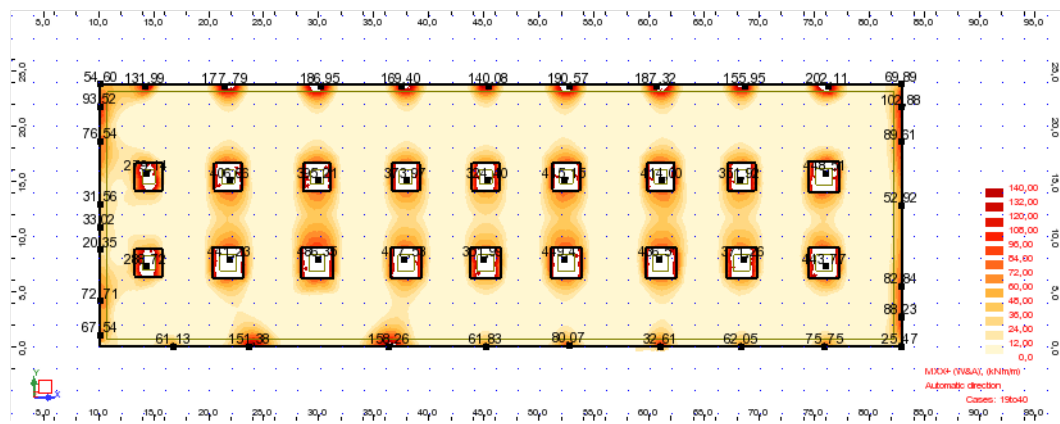
Admitiu-se esta armadura como armadura geral de flexão de modo a que possa resistir a grande parte dos esforços de flexão atuantes na área da laje e limitar o uso de armadura adicional, apenas nas zonas necessárias. Assim, utilizando a folha de cálculo de lajes em *Excel*, calculou-se o momento fletor resistente da armadura geral, concluindo-se que:

$\phi 16//0,15 \rightarrow$  Resiste a um momento fletor de  $140 \text{ kNm/m}$

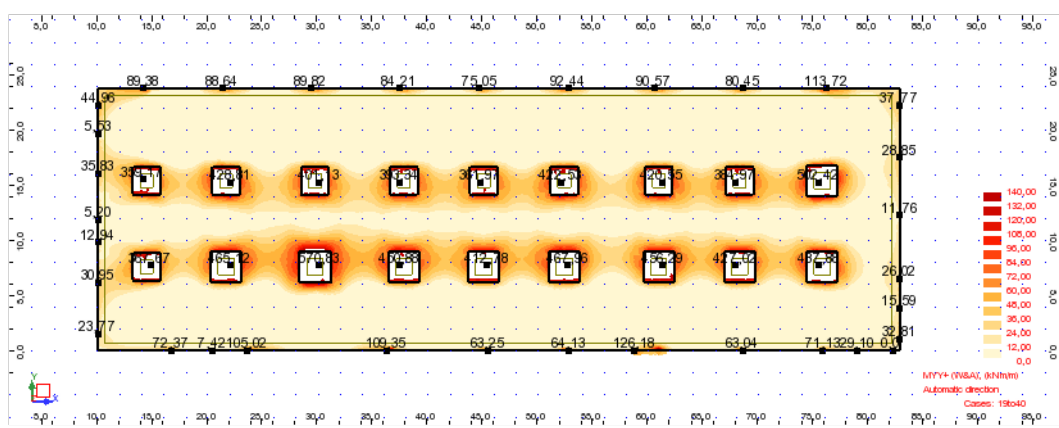
<b>Msd</b>	=	140,00	kN.m/m
<b>b</b>	=	1,00	m
<b>h</b>	=	0,30	m
<b>d</b>	=	0,26	m
<b>Aço</b>		A500	
<b>Betão</b>		c30/37	
<b>fyk</b>	=	500	MPa
<b>fsyd</b>	=	435	MPa
<b>fcd</b>	=	20,00	MPa
<b>fctm</b>	=	2,9	MPa
<b><math>\mu</math></b>	=	0,104	
<b><math>\omega</math></b>	=	0,112	
<b>As</b>	=	13,34	cm <sup>2</sup> /m
<b>Solução:</b>		$\Phi 16$ af. 0,150	
		13,40 cm <sup>2</sup> /m	
<b>As<sub>min</sub></b>	=	3,92	cm <sup>2</sup> /m
<b>&gt;0,0013b.d</b>	=	3,38	cm <sup>2</sup> /m
<b>As<sub>máx</sub></b>	=	120,00	cm <sup>2</sup> /m

Após calcular o momento fletor resistente, limitou-se o mapa de momentos fletores no *Robot* a esse valor para se identificarem as zonas onde é necessário armadura adicional para resistir aos momentos fletores atuantes. Assim:

Direção  $x$  – Momento fletor face superior limitado a  $140 \text{ kNm/m}$



Direção y – Momento fletor face superior limitado a 140 kNm/m



Analisando os mapas de momentos fletores anteriores é possível verificar que é necessário reforçar a laje à flexão nas zonas dos capiteis. Para isso foi utilizada a mesma folha de onde se obtém a armadura necessária. A laje tem quatro reforços diferentes calculados de acordo com os momentos fletores atuantes. De seguida é apresentado o cálculo do menor reforço,  $\phi 16//0,15 + \phi 16//0,30$ . O cálculo de todos os outros reforços são apresentados no Anexo II.

Reforço da armadura superior na zona dos pilares devido a esforços de flexão

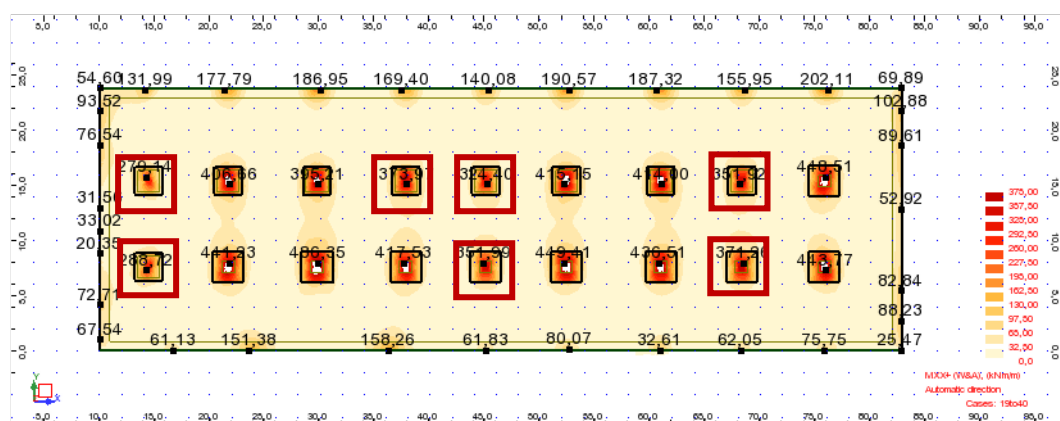
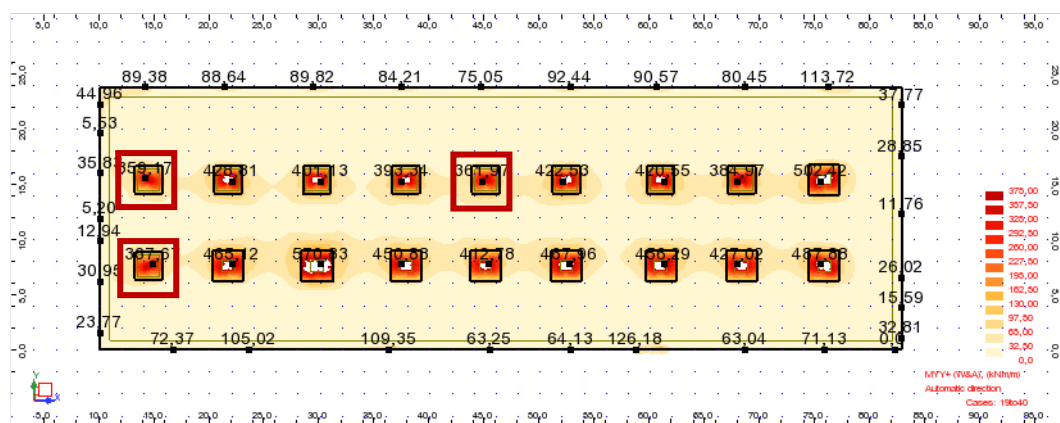
Momento fletor resistente – Armadura geral + Reforço

$\phi 16//0,15 + \phi 16//0,30 \rightarrow$  Resiste a 375 kNm/m

Msd =	375,00	kNm/m
b =	1,00	m
h =	0,50	m
d =	0,46	m
Aço	A500	
Betão	c30/37	
f <sub>yk</sub> =	500	MPa
f <sub>syd</sub> =	435	MPa
f <sub>cd</sub> =	20,00	MPa
f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa
$\mu$ =	0,089	
$\omega$ =	0,095	
As =	20,02	cm <sup>2</sup> /m
Solução:	$\Phi 16$ af. 0,150	
	$\Phi 16$ af. 0,300	
	20,11 cm <sup>2</sup> /m	
As <sub>min</sub> =	6,94	cm <sup>2</sup> /m
>0,0013b.d	5,98	cm <sup>2</sup> /m
As <sub>máx</sub> =	200,00	cm <sup>2</sup> /m

LEGENDA:

- Zonas reforçadas com  $\phi 16//0,30$

Direção  $x$  – Momento fletor face superior limitado a  $375 \text{ kNm/m}$ Direção  $y$  – Momento fletor face superior limitado a  $375 \text{ kNm/m}$ Reforço da armadura inferior na zona de passagem de veículos pesados devido a esforços de flexão

Da mesma forma analisou-se a laje relativamente aos momentos fletores positivos. Optando por se reforçar a laje na direção  $x$  devido à passagem de veículos pesados.

Momento fletor resistente – Armadura geral + Reforço

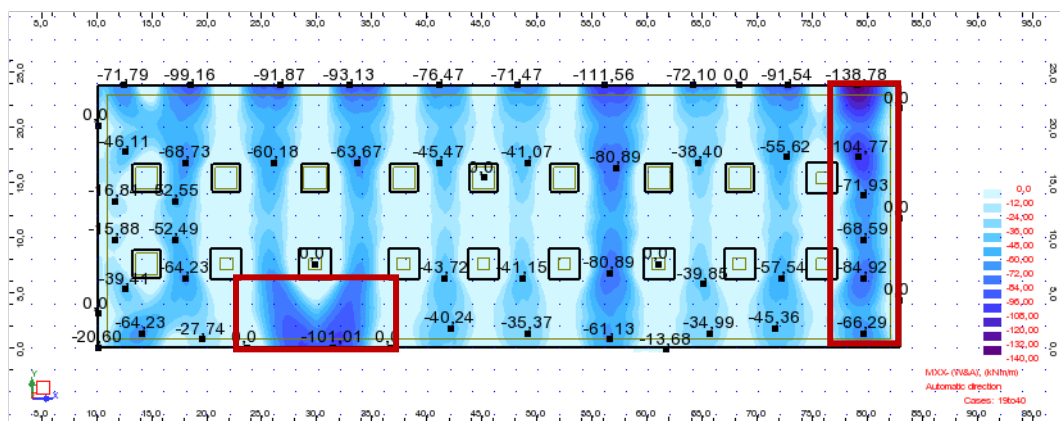
$\phi 16//0,15 + \phi 12//0,30 \rightarrow$  Resiste a  $175 \text{ kNm/m}$

Msd =	175,00	kN.m/m
b =	1,00	m
h =	0,30	m
d =	0,26	m
Aço	A500	
Betão	c30/37	
fyk =	500	MPa
fsyd =	435	MPa
fcd =	20,00	MPa
fctm =	2,9	MPa
$\mu$ =	0,129	
$\omega$ =	0,142	
As =	17,02	cm <sup>2</sup> /m
Solução:	$\Phi$ 16 af. 0,150	
	$\Phi$ 12 af. 0,300	
	17,17 cm <sup>2</sup> /m	
As <sub>ymin</sub> =	3,92	cm <sup>2</sup> /m
>0,0013b.d	3,38	cm <sup>2</sup> /m
As <sub>ymax</sub> =	120,00	cm <sup>2</sup> /m

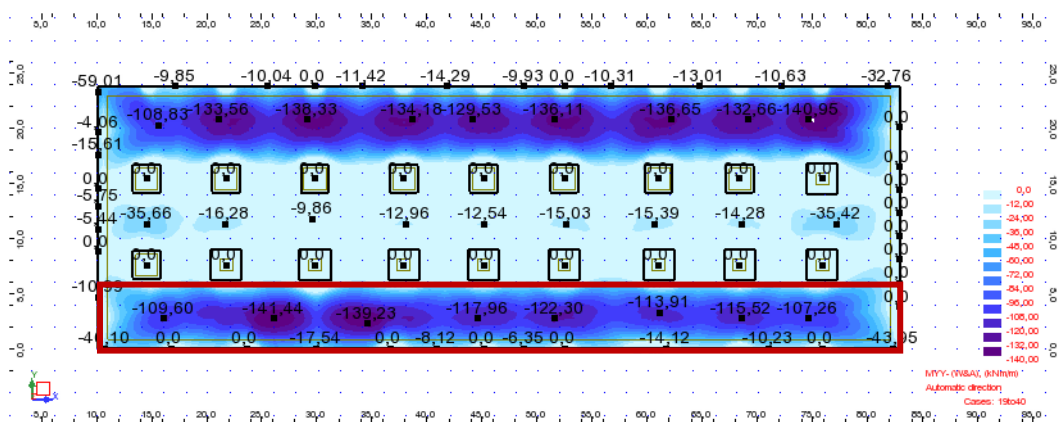
LEGENDA:

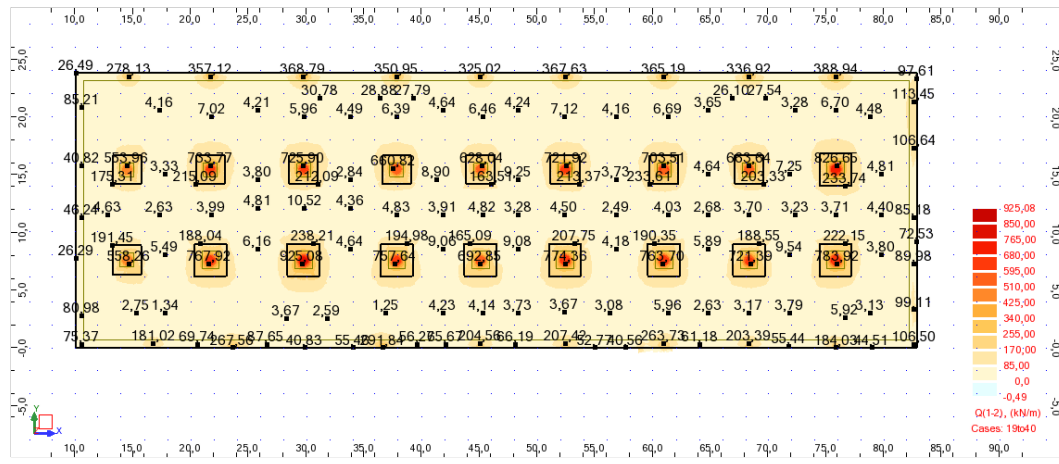
- Zonas reforçadas com  $\phi 12//0,30$

Direção x – Momento fletor face inferior limitado a 140 kNm/m



Direção y – Momento fletor face inferior limitado a 140 kNm/m



ELU Esforço Transverso

Foi utilizado o mesmo método para verificar a resistência da laje ao esforço transverso.

Esforço transverso resistente – Zonas com armadura geral de flexão

$$e = 0,30 \text{ m}$$

→ Resiste a 145,80 kNm/m

$$\phi 16//0,15$$

**Armadura de Corte EC2**

$V_{Ed} =$	145,8	kN	
$b =$	1,00	m	
$h =$	0,30	m	
$d =$	0,260	m	
$Asl =$	13,40	cm <sup>2</sup>	
			$k = 1,877 \leq 2,0$
			$0,00515 \leq 0,02$
$f_{ck} =$	30,0	MPa	
$f_{yk} =$	500,0	MPa	
$\theta =$	30,0	°	
$\alpha =$	90,0	°	
			$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$
			$f_{syd} = 435,0 \text{ MPa}$

**Esforço transverso resistente da secção de betão**

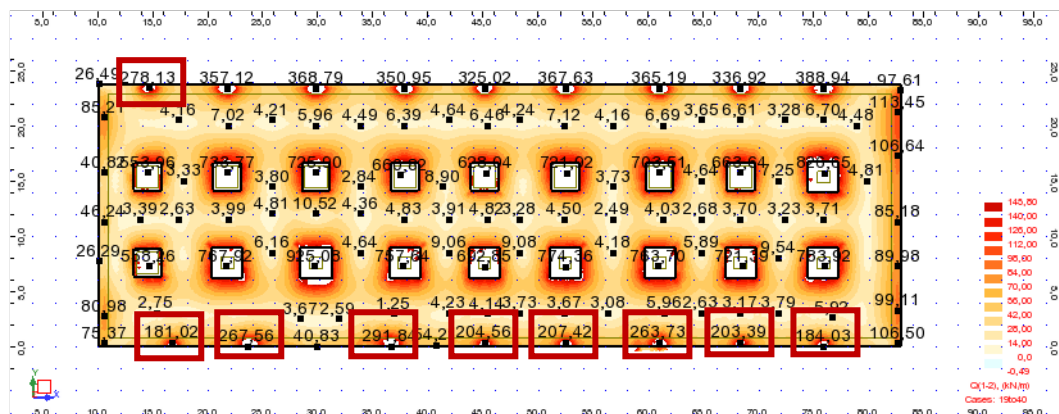
$V_{Rd,c} =$	145,90	kN
$V_{Rd,c,min} =$	128,18	kN
$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$	1372,80	kN

Não é necessária armadura de esforço transverso

**LEGENDA:**

- Zonas com armadura de corte

Esforço transverso limitado a 145,80 kNm/m



### Esforço transversal resistente – Zonas com reforço da armadura superior de flexão

$\phi 16//0,15 + \phi 16//0,30$

→ Resiste a  $167 \text{ kNm/m}$

Fora do capitel –  $e = 0,30 \text{ m}$

#### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed} = 167 \text{ kN}$   
 $b = 1,00 \text{ m}$   
 $h = 0,30 \text{ m}$   
 $d = 0,260 \text{ m}$   
 $A_{sl} = 20,11 \text{ cm}^2$

$k = 1,877 \leq 2,0$   
 $0,00773 \leq 0,02$

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$   
 $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$   
 $\theta = 30,0^\circ$   
 $\alpha = 90,0^\circ$

$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$   
 $f_{syd} = 435,0 \text{ MPa}$

#### Esforço transversal resistente da secção de betão

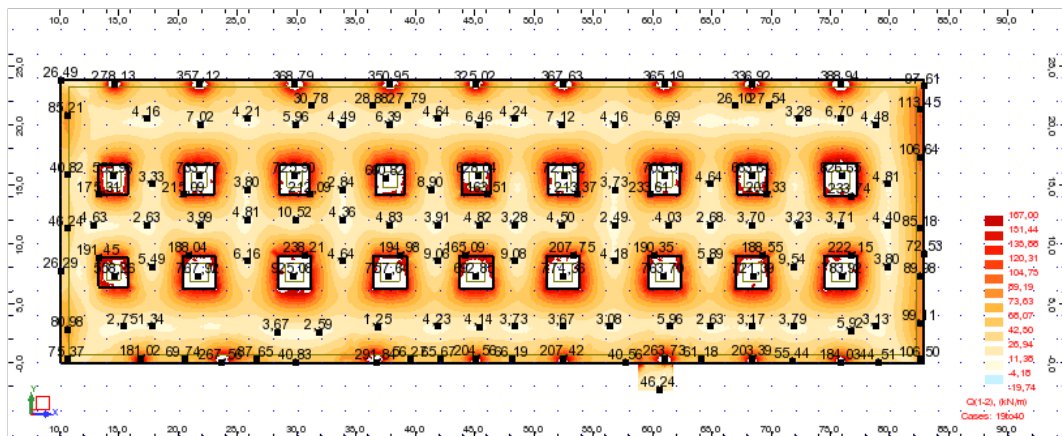
$V_{Rd,c} = 167,04 \text{ kN}$

$V_{Rd,c,min} = 128,18 \text{ kN}$

$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1372,80 \text{ kN}$

Não é necessária armadura de esforço transverso

#### Esforço transversal limitado a $167 \text{ kNm/m}$



### Cálculo da armadura de Corte

#### Pilares P1 e P8

##### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed} = 145,9 \text{ kN}$   
 $b = 1,00 \text{ m}$   
 $h = 0,30 \text{ m}$   
 $d = 0,260 \text{ m}$   
 $A_{sl} = 13,40 \text{ cm}^2$

$k = 1,877 \leq 2,0$   
 $0,00515 \leq 0,02$

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$   
 $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$   
 $\theta = 30,0^\circ$   
 $\alpha = 90,0^\circ$

$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$   
 $f_{syd} = 435,0 \text{ MPa}$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

##### Esforço transversal resistente da secção de betão

$V_{Rd,c} = 145,90 \text{ kN}$

$V_{Rd,c,min} = 128,18 \text{ kN}$

$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1372,80 \text{ kN}$

Necessária armadura de esforço transverso

##### Armadura de esforço transversal necessária

$A_{cuw}/s = 8,28 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $s = 15,00 \text{ cm}$   
 $A_{cuw} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{linha}$   
 $A_{cuw,min} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{linha}$   
 $N^\circ \text{ de ramos} = 2,63$

$\rho_{w,min} = 0,0008764$   
 $A_{cuw}/s_{min} = 8,76 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\alpha_{cuw} = 1$   
 $V_{Rd,max} = 1069,99 \text{ kN}$

VEd verifica o máximo

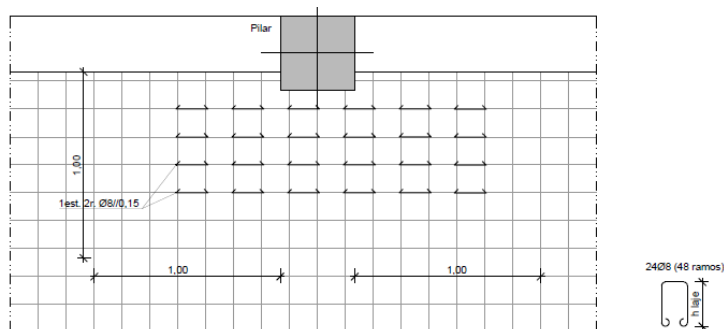
Estribos por linha = 3  
 $n^\circ$  de linhas de estribos = 3  
 $n^\circ$  de ramos = 2  
**Total de ramos = 18**

Tipo de varão do estribo = 8 mm  
 secção = 0,5 cm<sup>2</sup>

Área total = 9 cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>



## Pormenor de armadura de esforço transverso – Pilares P1 e P8



O cálculo da armadura de corte nas restantes zonas é apresentado no Anexo II.

Analisando o mapa de esforço transverso atuante na laje é possível observar que nas zonas sobre os pilares, o esforço atuante é superior ao esforço resistente. Tratando-se de uma laje fungiforme, este esforço transverso representa o fenómeno de punçoamento.

Para verificar a necessidade de calcular uma armadura adicional para resistir ao punçoamento, utilizou-se o *Robot* para obter os esforços axiais no topo dos pilares.

De seguida é apresentado o cálculo da armadura de punçoamento a introduzir na zona do pilar 12. Todas as verificações e cálculo de armadura necessária para outras zonas encontra-se no Anexo II.

## ELU Punçoamento

**Pilar 12 → Capiteis F →  $\phi 16//0,15$  ;  $\phi 20//0,15$**   $N_{Ed,max} = 1762,30 \text{ kN}$

### Punçoamento EC2

$V_{Ed} = 1762,3 \text{ kN}$	$f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$
$c_1 = 400 \text{ mm}$	$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
$c_2 = 400 \text{ mm}$	$C_1 \perp \text{ ao bordo}$
$b_w = 1000 \text{ mm}$	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) = 1600 mm
$d = 490 \text{ mm}$	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) = 7757,522 mm
$Asl, y = 26,81 \text{ cm}^2/\text{m}$	Valores de $\beta$
$Asl, z = 34,35 \text{ cm}^2/\text{m}$	Valor de $\beta = 1,15$
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	
$u = 0,528$	

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280 \text{ MPa}$
$V_{Ed} = 2,585 \text{ MPa}$

O.K.!

### Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6389$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$
$\rho_{ly} = 0,0055$	
$\rho_{lz} = 0,0070$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,402 \text{ MPa}$
$\rho_l = 0,0062$	
$\sigma_{c,y} = 0 \text{ MPa}$	
$\sigma_{c,z} = 0 \text{ MPa}$	
$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$	

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$$V_{min} = 0,402 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 0,521 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 0,521 \text{ MPa}$$

**Necessária armadura de punçoamento!**

$$V_{Ed} = 0,533 \text{ MPa}$$

### Disposição de Armaduras de Punçoamento

$Asw/sr = 19,78 \text{ cm}^2/\text{m}$
$sr = 0,1 \text{ m}$
$Asw = 1,98 \text{ cm}^2$ (por perímetro de estribos)
Varão 10 mm $As = 0,79 \text{ cm}^2$
Nº ramos 2,52 (por perímetro de estribos)

Nº de linhas de estribos = 2
Nº de ramos = 16
Total de ramos = 32

Tpo de varão do estribo 10
Secção = 0,79 cm²

$$\text{Área total} = 25,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$u_{out,ef} = 7940,389 \text{ mm}$$

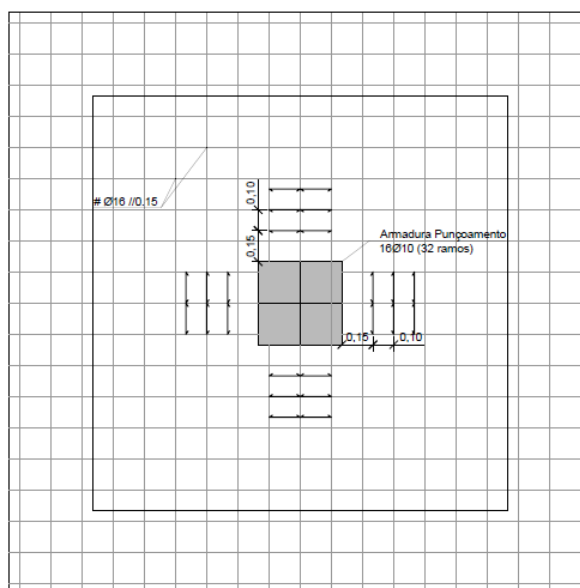
$$d' = 1,009 \text{ m}$$

Limite mínim mite mínimo com armadura de punçoamento = 0,274 m

Afas. <sup>1o</sup> mini	Afas. <sup>1o</sup> máx entre perímetros de estribos =	36,75	cm	( $\leq 0,75 \cdot d$ )
	Afas. <sup>1o</sup> mínimo entre face do apoio e 1ª linha de estribos =	14,7	cm	( $> 0,3 \cdot d$ )

Afas. <sup>1o</sup> máximo entre ramos de estribos:	
dentro do 1º perímetro de controlo ( $u_1$ ) = 73,5 cm ( $1,5 \cdot d$ )	
fora do 1º perímetro de controlo ( $u_1$ ) = 98 cm ( $2 \cdot d$ )	

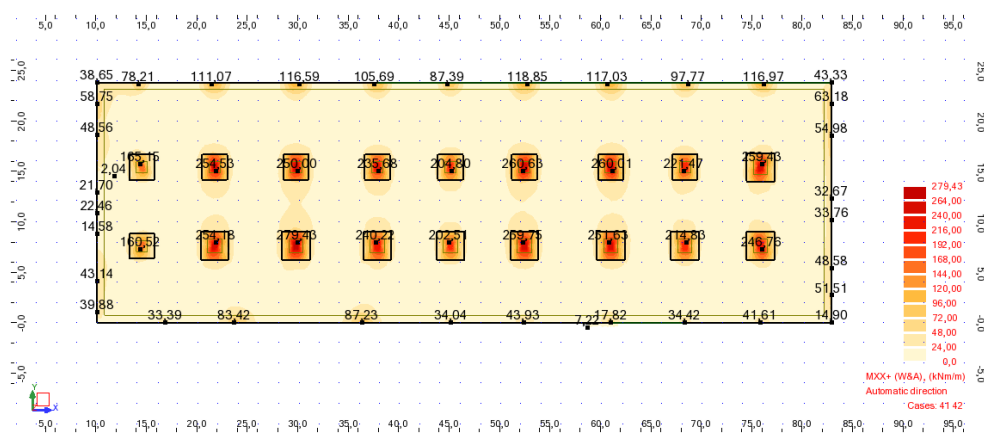
### Pormenor de armadura de punçoamento – Pilar 12



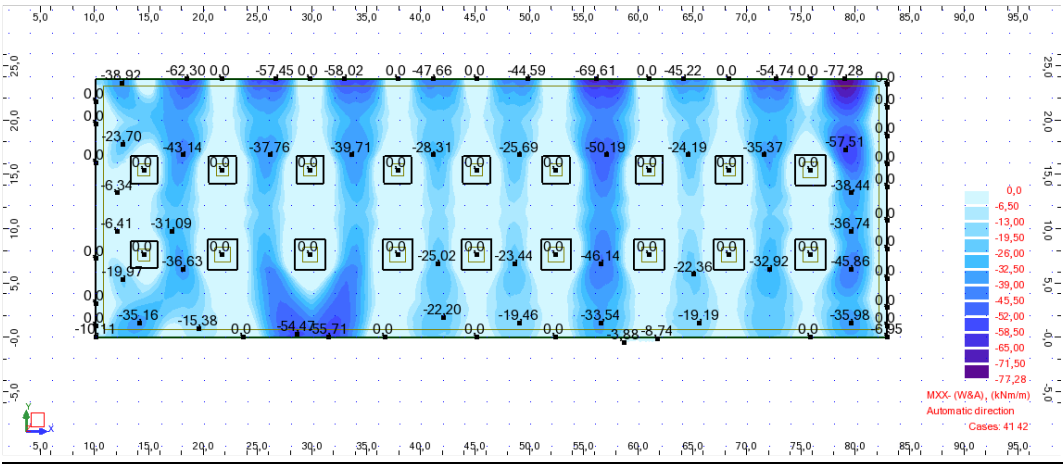
### ELS Fendilhação

A fendilhação foi verificada para os pontos com diferentes armaduras e espessuras da laje. Limitou-se a largura de fendas a um valor máximo de  $w_{k,max} = 0,30 \text{ mm}$ . Do Robot retiraram-se os momentos fletores em estado limite de utilização e recorrendo à mesma folha de cálculo de lajes em Excel verificou-se a segurança.

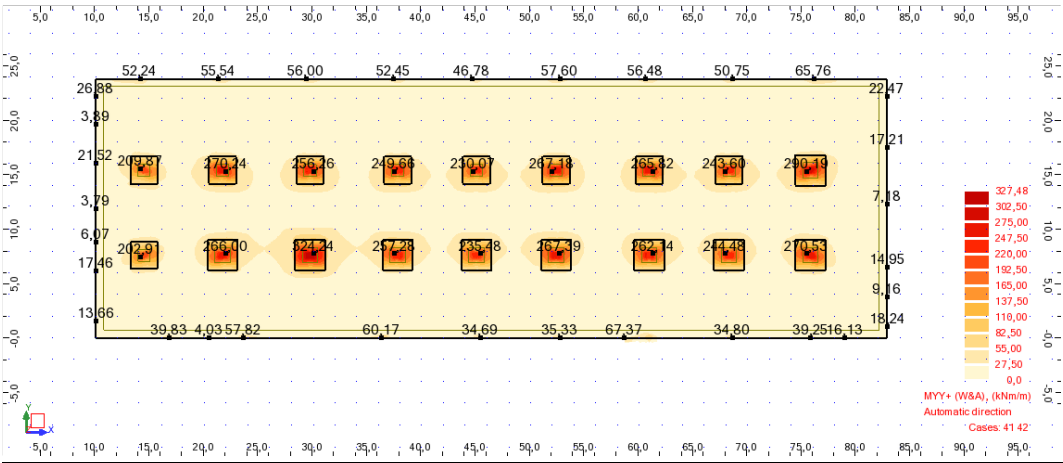
#### Direção x – Momento fletor face superior



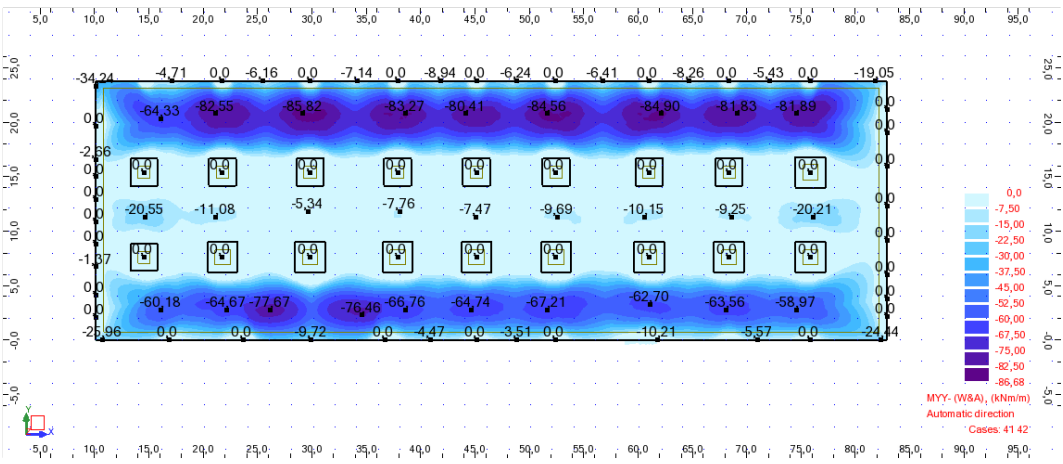
Direção x – Momento fletor face inferior



Direção y – Momento fletor face superior



Direção y – Momento fletor face inferior



h=	50	cm	Aço	A500
d=	46	cm	Betão	c30/37
f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa		
E <sub>cm</sub> =	33	GPa		

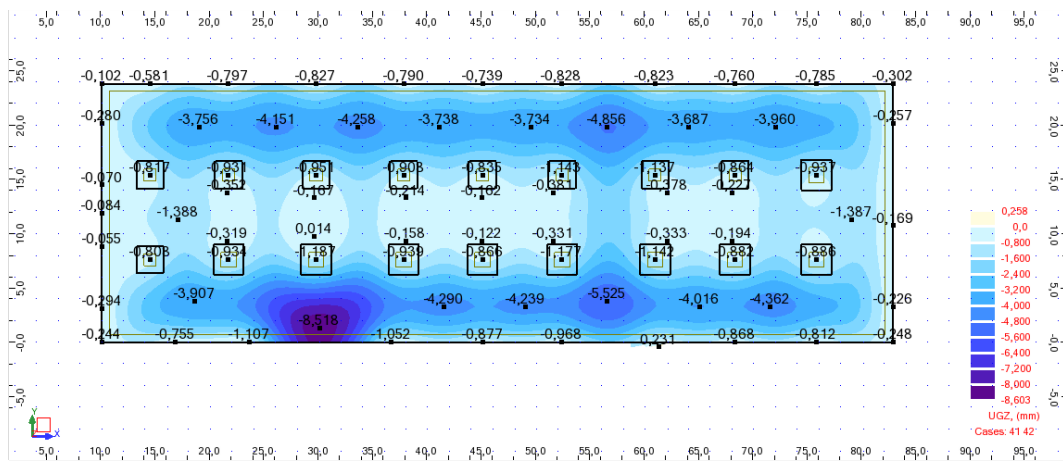
		M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	r	x	C <sub>s</sub>	s <sub>s</sub>	s <sub>sr</sub>	0,6s <sub>s</sub> /E <sub>s</sub>	expressão 7.9 EC2	e <sub>sm</sub> -e <sub>cm</sub>	h <sub>c,ef</sub>	Ac,eff	r <sub>r</sub>	s <sub>sm</sub>	w <sub>k</sub> (EC2)						
		(kN.m/m)	(cm <sup>2</sup> /m)	(%)			(MPa)	(MPa)				(cm)	(cm <sup>2</sup> )		(mm)	(mm)						
F	16 //	0,150 + F	16 //	0,30	235,7	20,10	0,437	0,255	250,18	278,6	142,9	0,000836	0,001069	0,001069	10	12,8	25,0	1000	0,02010	271,35	0,290	<0,30
F	16 //	0,150 + F	20 //	0,30	270,2	23,86	0,519	0,274	212,16	271,0	121,2	0,000813	0,001077	0,001077	10	12,5	25,0	1000	0,02386	249,98	0,269	<0,30
F	16 //	0,15 + F	16 //	0,15	279,4	26,79	0,582	0,288	189,91	250,8	108,4	0,000752	0,001002	0,001002	10	12,3	25,0	1000	0,02679	237,51	0,24	<0,30
F	16 //	0,15 + F	20 //	0,15	324,2	34,33	0,746	0,319	149,93	229,7	85,6	0,000689	0,000945	0,000945	10	11,8	25,0	1000	0,03433	215,23	0,20	<0,30

h=	30	cm	Aço	A500
d=	26	cm	Betão	c30/37
f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa		
E <sub>cm</sub> =	33	GPa		

				M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	r	x	C <sub>s</sub>	s <sub>s</sub>	s <sub>sr</sub>	0,6s <sub>s</sub> /E <sub>s</sub>	expressão 7.9 EC2	e <sub>sm</sub> -e <sub>cm</sub>	h <sub>c,ef</sub>	Ac,eff	r <sub>r</sub>	s <sub>sm</sub>	w <sub>k</sub> (EC2)					
				(kN.m/m)	(cm <sup>2</sup> /m)	(%)			(MPa)	(MPa)				(cm)	(cm <sup>2</sup> )		(mm)	(mm)					
F	16	//	0,150 + F	//	0,15	86,7	13,40	0,515	0,274	213,54	273,8	137,4	0,000821	0,001004	0,001004	10	7,6	15,0	763	0,01756	290,88	0,292	<0,30
F	16	//	0,150 + F	12 //	0,15	77,3	20,93	0,805	0,329	139,49	159,5	89,8	0,000478	0,000564	0,000564	10	7,2	15,0	715	0,02927	228,91	0,129	<0,30

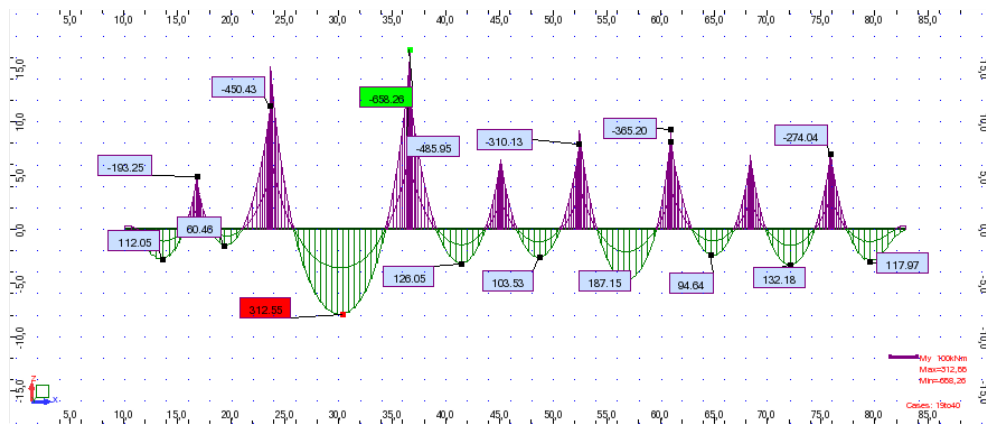
## ELS Deformação

Como apresentado no ponto 7.3.4. a deformação máxima da laje está limitada a  $l/500$ . O mapa seguinte apresenta a deformação máxima experimentada pela laje LM1.0 para a envolvente de combinações de serviço.



$$\Delta_{V,elástica} = 8,518 - 4,258 = 4,26 \text{ mm}$$

$$\Delta_{V,tempo infinito} = 4,26 \times 2,5 = 10,65 \text{ mm} < \Delta_{V,máx} = 37,0 \text{ mm}$$

CÁLCULO DE VIGASViga V1.0ELU Flexão

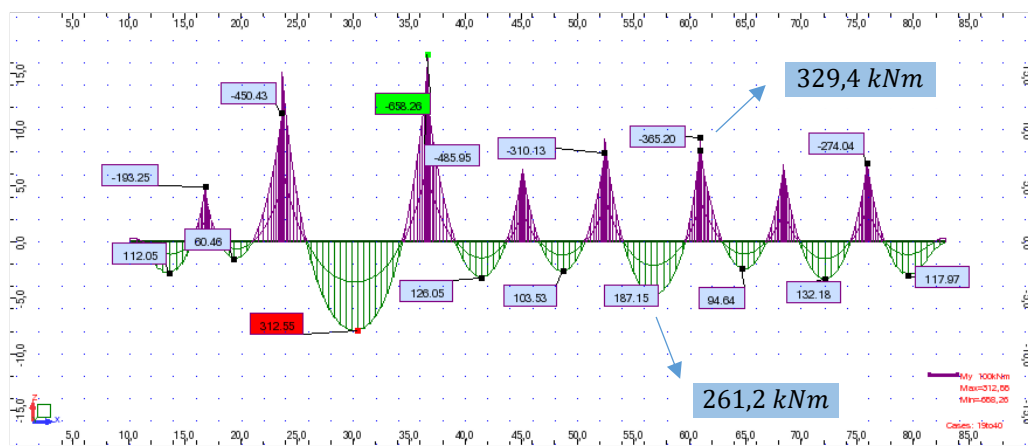
De acordo com o apresentado no ponto 5.3.1.1. foi feita uma redistribuição de esforços em duas zonas da viga. De seguida é apresentada a redistribuição efetuada e o cálculo da armadura geral de flexão da viga.

$$M_{Ed} = 292,16 \text{ kN.m} \rightarrow x_u = 0,09815 \text{ m}$$

$$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot \frac{x_u}{d} \geq 0,44 + 1,25 \left( 0,6 + \frac{0,0014}{3,5 \times 10^{-3}} \right) \times \frac{0,09815}{0,65} = 0,629$$

$$\delta = \frac{M_{Ed, \text{após redistribuição}}}{M_{Ed, \text{antes da redistribuição}}} = \frac{292,16}{365,20} = 0,80 \geq 0,629 \text{ OK!!}$$

Assim, verifica-se que é possível redistribuir 20% do momento negativo sobre o apoio. Optou por se subtrair apenas 10% ao momento negativo por segurança.

ELU Flexão após redistribuição

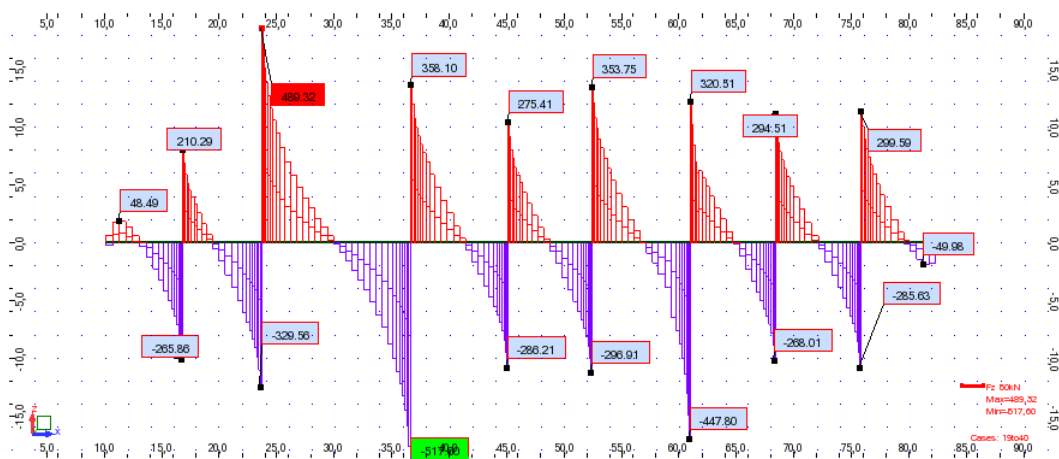
Inferior		Superior	
Msd =	261,20 kN.m	Msd =	245,00 kN.m
b =	0,30 m	b =	0,30 m
h =	0,70 m	h =	0,70 m
d =	0,65 m	d =	0,65 m
Aço	A500	Aço	A500
Betão	c30/37	Betão	c30/37
f <sub>yk</sub> =	500 MPa	f <sub>yk</sub> =	500 MPa
f <sub>syd</sub> =	435 MPa	f <sub>syd</sub> =	435 MPa
f <sub>cd</sub> =	20,00 MPa	f <sub>cd</sub> =	20,00 MPa
f <sub>ctm</sub> =	2,9 MPa	f <sub>ctm</sub> =	2,9 MPa
μ =	0,103	μ =	0,097
ω =	0,111	ω =	0,104
As =	9,96 cm <sup>2</sup>	As =	9,33 cm <sup>2</sup>
Solução:	4 Φ 20	Solução:	3 Φ 20
	12,57 cm <sup>2</sup>		9,42 cm <sup>2</sup>
As <sub>min</sub> =	2,94 cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> =	2,94 cm <sup>2</sup>
>0,0013b.d	2,535 cm <sup>2</sup>	>0,0013b.d	2,535 cm <sup>2</sup>
As <sub>máx</sub> =	84,00 cm <sup>2</sup>	As <sub>máx</sub> =	84,00 cm <sup>2</sup>

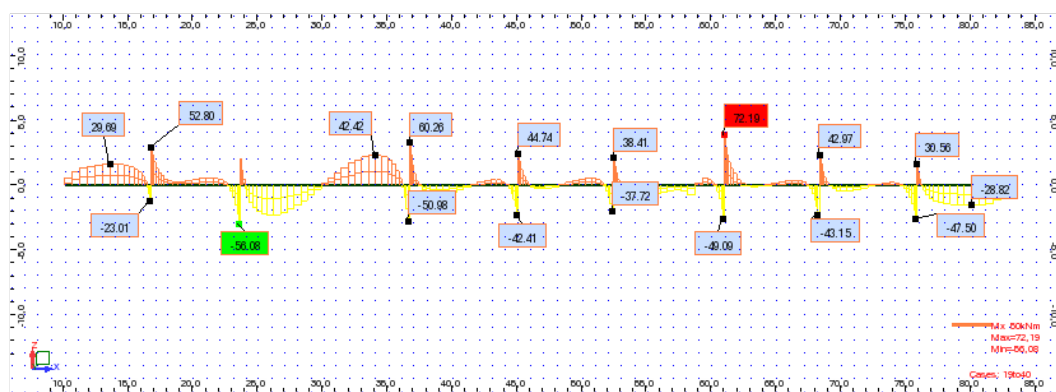
Para obter uma solução mais económica calculou-se uma armadura superior geral que permitisse reforçar com uma armadura adicional apenas as zonas sobre os apoios, onde os momentos negativos são mais elevados. Assim, obteve-se o seguinte reforço da armadura superior de flexão.

### Reforço geral sobre os apoios

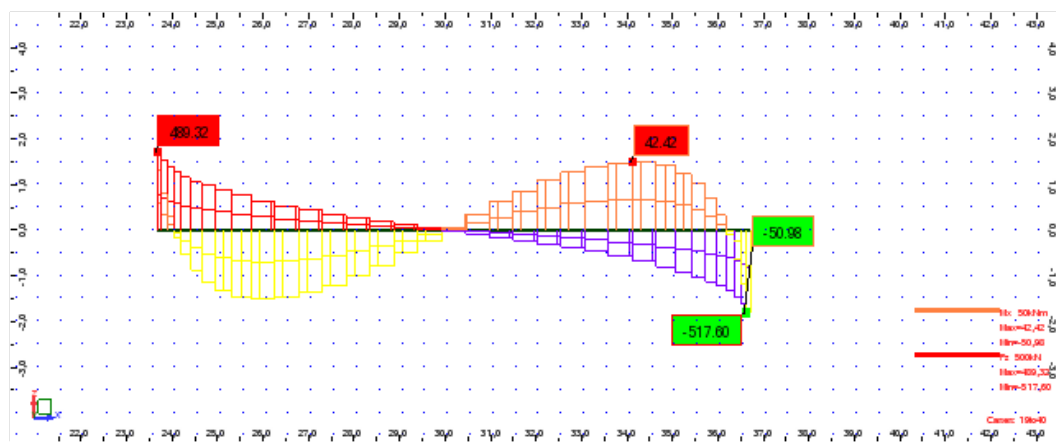
Superior	
Msd =	329,40 kN.m
b =	0,30 m
h =	0,70 m
d =	0,65 m
Aço	A500
Betão	c30/37
f <sub>yk</sub> =	500 MPa
f <sub>syd</sub> =	435 MPa
f <sub>cd</sub> =	20,00 MPa
f <sub>ctm</sub> =	2,9 MPa
μ =	0,130
ω =	0,143
As =	12,82 cm <sup>2</sup>
Solução:	3 Φ 20
	+ 2 Φ 16
	13,45 cm <sup>2</sup>
As <sub>min</sub> =	2,94 cm <sup>2</sup>
>0,0013b.d	2,535 cm <sup>2</sup>
As <sub>máx</sub> =	84,00 cm <sup>2</sup>

### ELU Esforço Transverso



ELU TorçãoCorte + Torção

Os esforços transversos e de torção foram combinados de forma a calcular-se uma solução de estribos que resistisse a essa combinação. De seguida apresenta-se a análise do tramo da viga que condicionou a solução a adotar. Todos os outros cálculos são apresentados no Anexo II.

Tramo da viga V1.0 entre os pilares P2 e P3

**Armadura de Corte** EC2

$V_{Ed}$	=	193	kN
$b$	=	0,30	m
$h$	=	0,70	m
$d$	=	0,65	m
$Asl$	=	12,57	cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	=	30	MPa
$f_{yk}$	=	500	MPa
$\theta$	=	25	°
$\alpha$	=	90	°

<b>Aço</b>	A500
<b>Betão</b>	c30/37
Pré-esforço	Não
$k$	= 1,555 ≤ 2,0
$\rho_l$	= 0,00645 ≤ 0,02
$f_{cd}$	= 20,00 MPa
$f_{syd}$	= 435 MPa

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

Esforço transverso resistente da secção de betão

$$V_{Rd,c} = 97,65 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 72,47 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1029,60 \text{ kN}$$

Necessária armadura de esforço transverso

Armadura de Esforço transverso necessária

$A_{sw}/s$	=	3,54	cm <sup>2</sup> /m
$s$	=	20	cm
$A_{sw}$	=	0,71	cm <sup>2</sup>
$A_{varão}$	=	0,5	cm <sup>2</sup>
Nº de ramos	=	1,4	
$\alpha_{cw}$	=	1,00	
$V_{Rd,max}$	=	709,85	kN

Afastamentos

$sl_{max}$	=	48,75	cm
$st_{max}$	=	48,75	cm
	=	60	cm

Ved verifica o máximo

**Armadura de Torção** EC2

$T_{ed}$	=	42,42	kN.m
$V_{ed}$	=	182,81	kN
$b$	=	0,30	m
$h$	=	0,70	m
$d$	=	0,65	m
eixo	=	5,00	cm
$T_{ed} \leq$	98,55	kN.m	
$t_{ef}$	=	0,11	m
$\mu_k$	=	1,58	
$A_k$	=	0,12	m

<b>Aço</b>	A500
<b>Betão</b>	c30/37
$f_{yk}$	= 500 MPa
$f_{syd}$	= 435 MPa
$f_{cd}$	= 20,00 MPa
$f_{ck}$	= 30,00 MPa
$\theta$	= 25 °
$\alpha_{cw}$	= 1,0 MPa

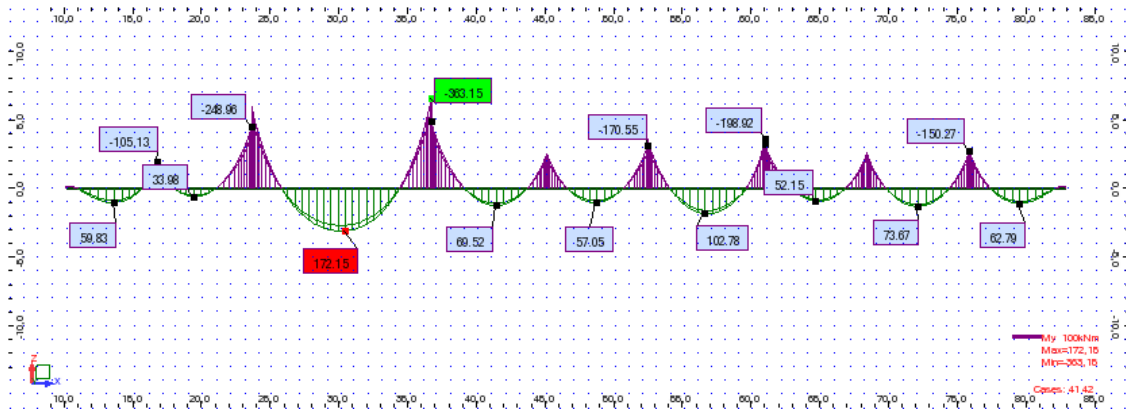
$V_{ed} / V_{rd,max}$	=	0,27	kN
$T_{ed} / T_{rd,max}$	=	0,43	kN
$Asl/s$	=	2,18	cm <sup>2</sup> /m
$s$	=	10,0	cm
$A_{cw}$	=	0,22	cm <sup>2</sup> /estribo
$A_{varão}$	=	0,50	cm <sup>2</sup>
Nº de estribos	=	0,44	
$Asl/s$	=	7,12	cm <sup>2</sup> /face

Armadura de suspensão	corte + suspensão + torção
	Não
$s$	= 10,0 cm
$A_{cw}$	= 0,79 cm <sup>2</sup> /estribo
$A_{varão}$	= 0,50 cm <sup>2</sup>
Nº de ramos	= 1,58

$$50\% \ 3\phi 20 = 4,71 \rightarrow Asl = 7,12 - 4,71 = 2,41 \rightarrow 3\phi 12/face \rightarrow 3,39 \text{ cm}^2/face$$

## ELS Fendilhação

Também na verificação das vigas de betão armado, considerou-se como limite máximo de abertura de fendas  $w_{k,max} = 0,30 \text{ mm}$ .





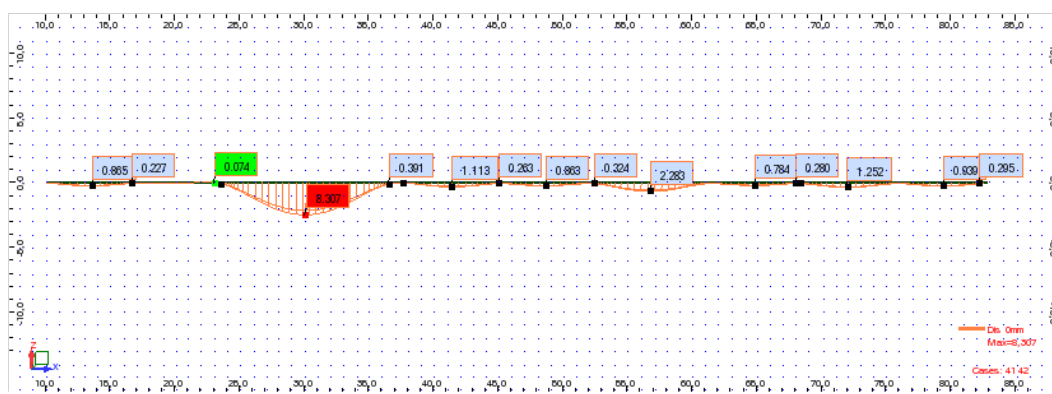
## CAPÍTULO 7

h=	70	cm	Aço	A500
d=	65	cm	Betão	c30/37
b=	30	cm		
f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa		
E <sub>cm</sub> =	33	GPa		

	M <sub>k</sub>	A <sub>s</sub>	r	x	C <sub>s</sub>	s <sub>s</sub>	s <sub>sr</sub>	0,6s <sub>s</sub> /E <sub>s</sub>	expressão 7.9 EC2	e <sub>sm</sub> -e <sub>cm</sub>	h <sub>c,ef</sub>	A <sub>c,eff</sub>	r <sub>r</sub>	s <sub>m</sub>	w <sub>k</sub> (EC2)			
	(kNm)	(cm²)	(%)			(MPa)	(MPa)				(cm)	(cm²)		(mm)	(mm)			
3 Ø 20 + 2 Ø 16	198,82	13,44	0,689	0,309	161,740	253,7	90,7	0,000761	0,001072	0,001072	12,5	16,6	35,0	375	0,03584	264,87	0,28	<0,3
5 Ø 20 + 3 Ø 20	363,15	25,12	1,288	0,395	89,393	256,1	50,1	0,000768	0,001159	0,001159	12,5	14,8	35,0	375	0,06699	220,76	0,26	<0,3
4 Ø 20 + 4 Ø 16	172,15	20,60	1,056	0,366	107,821	146,4	60,4	0,000439	0,000591	0,000591	12,5	15,4	35,0	375	0,05493	231,90	0,14	<0,30
5 Ø 20 + 2 Ø 20	248,96	21,98	1,127	0,375	101,402	199,2	56,8	0,000598	0,000862	0,000862	12,5	15,2	35,0	375	0,05861	228,01	0,20	<0,30
4 Ø 20	102,78	12,56	0,644	0,300	172,521	139,9	96,7	0,000420	0,000491	0,000491	12,5	16,8	35,0	375	0,03349	271,51	0,13	<0,30

### ELS Deformação

Como apresentado no ponto 7.3.4. a deformação máxima das vigas de betão armado está limitada a  $l/500$ . O diagrama seguinte apresenta a deformação máxima experimentada pela viga V1.0 para a envolvente de combinações de serviço.



$$\delta_{max} = \frac{l}{500} = 26,10 \text{ mm}, \delta_{inst.} = 8,307 \text{ mm}, \delta_{tempo inf.} = 8,307 \times 3 = 24,92 \text{ mm} < \delta_{max}$$

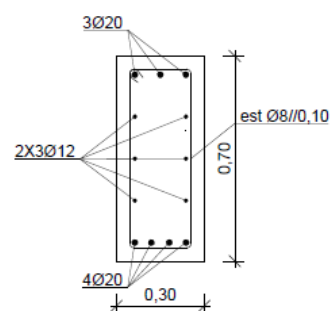
### Solução de armaduras geral adotada:

$$As^+_{geral} = 4\phi 20 \rightarrow 12,57 \text{ cm}^2$$

$$As^-_{geral} = 3\phi 20 \rightarrow 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Asw}{s} = \phi 8//0,10 \rightarrow 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

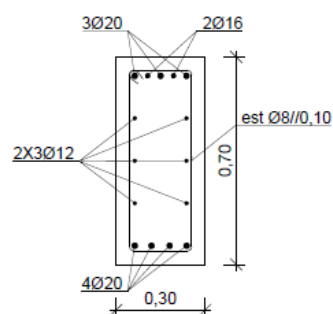
$$Asl = 3\phi 12 \rightarrow 3,39 \text{ cm}^2/\text{face}$$



### Solução de armadura sobre os apoios:

$$As^+ = 4\phi 20 \rightarrow 12,57 \text{ cm}^2$$

$$As^- = 3\phi 20 + 2\phi 16 \rightarrow 13,45 \text{ cm}^2$$



$$\frac{A_{sw}}{s} = \phi 8 / 0,10 \rightarrow 10,05 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sl} = 3\phi 12 \rightarrow 3,39 \text{ cm}^2/\text{face}$$

### Solução de armadura do tramo entre os pilares P2 e P3:

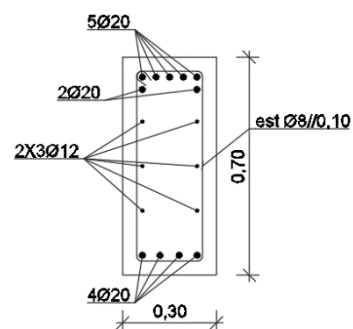
$$\frac{A_{sw}}{s} = \phi 8 / 0,10 \rightarrow 10,05 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sl} = 3\phi 12 \rightarrow 3,39 \text{ cm}^2/\text{face}$$

#### Armadura sobre o pilar P2

$$A_{s^+} = 4\phi 20 \rightarrow 12,57 \text{ cm}^2$$

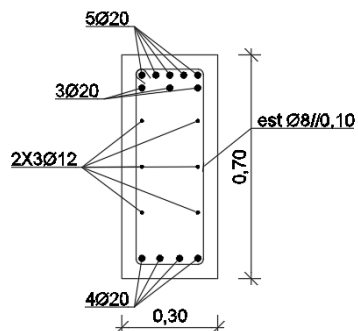
$$A_{s^-} = 3\phi 20 + 4\phi 20 \rightarrow 21,99 \text{ cm}^2$$



#### Armadura sobre o pilar P3

$$A_{s^+} = 4\phi 20 \rightarrow 12,57 \text{ cm}^2$$

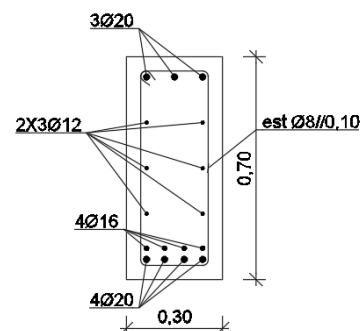
$$A_{s^-} = 3\phi 20 + 5\phi 20 \rightarrow 25,13 \text{ cm}^2$$



#### Armadura meio vão:

$$A_{s^+} = 4\phi 20 + 4\phi 16 \rightarrow 20,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s^-} = 3\phi 20 \rightarrow 9,42 \text{ cm}^2$$



### CÁLCULO DE PAREDES

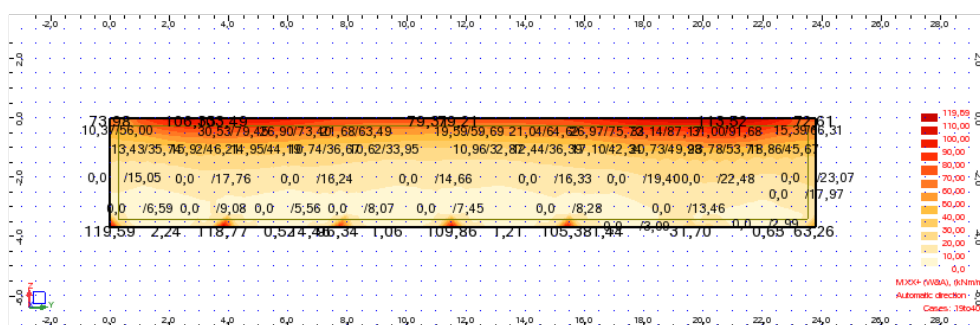
As paredes de contenção que servem de apoio à laje anteriormente calculada, foram dimensionadas com recurso ao programa *Gala Reinforcement* que permite combinar os esforços

de flexão com os esforços axiais de tração que atuam sobre estas. Não se contabilizam os esforços de compressão pois estes são favoráveis ao comportamento das paredes. Através dos mapas obtidos no *Robot* determinam-se as combinações condicionantes e introduzem-se no *Gala* através do qual foi verificada a segurança aos estados limites últimos e de utilização.

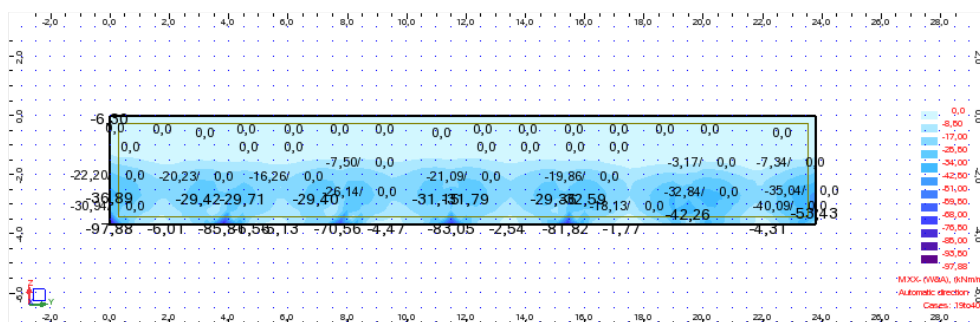
Parede PC2 –  $esp = 0,30\text{ m}$

### ELU Flexão

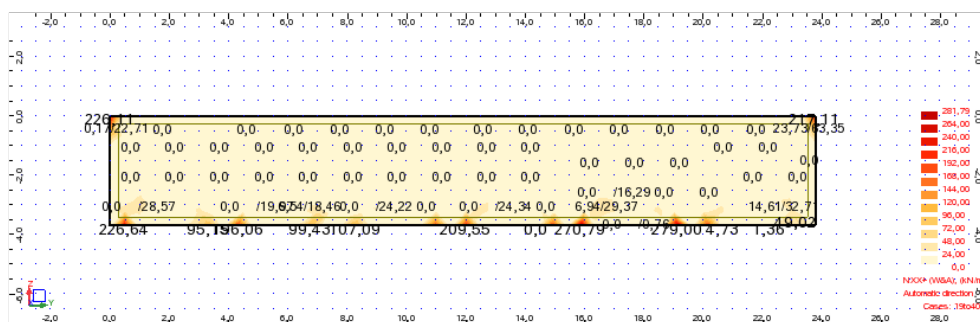
Direção  $x$  (vertical) – Momento fletor face exterior



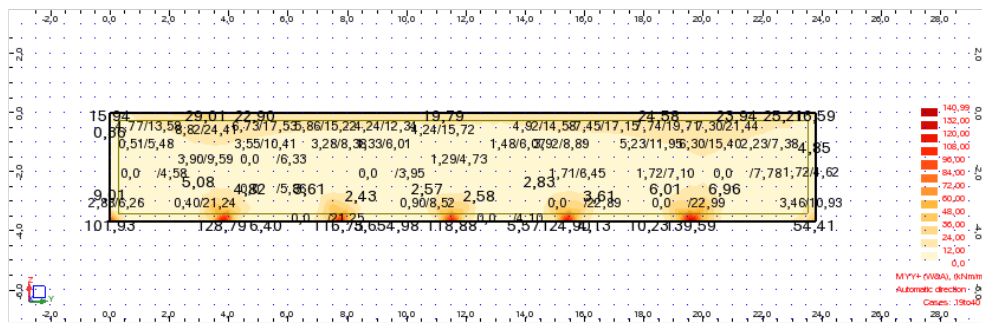
Direção  $x$  (vertical) – Momento fletor face interior



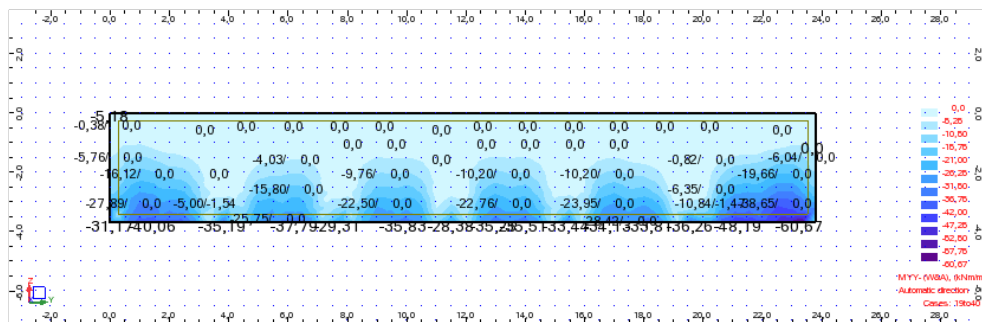
Direção  $x$  – Axial (tração)



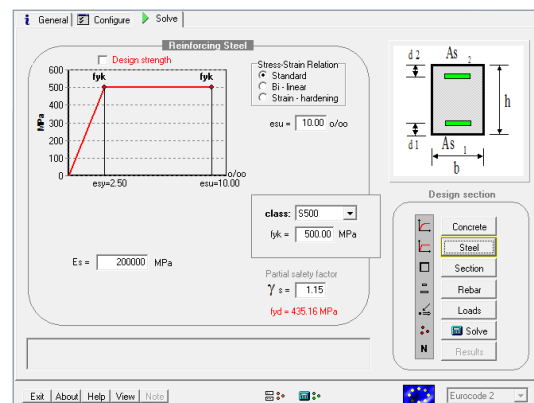
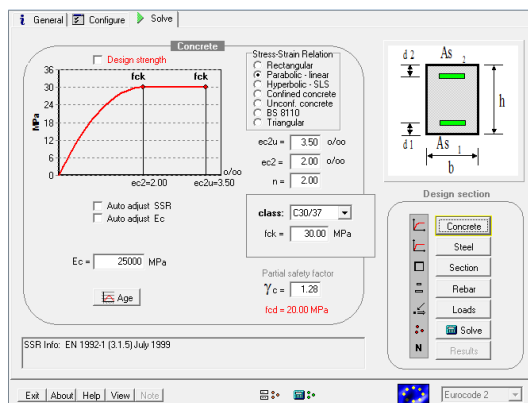
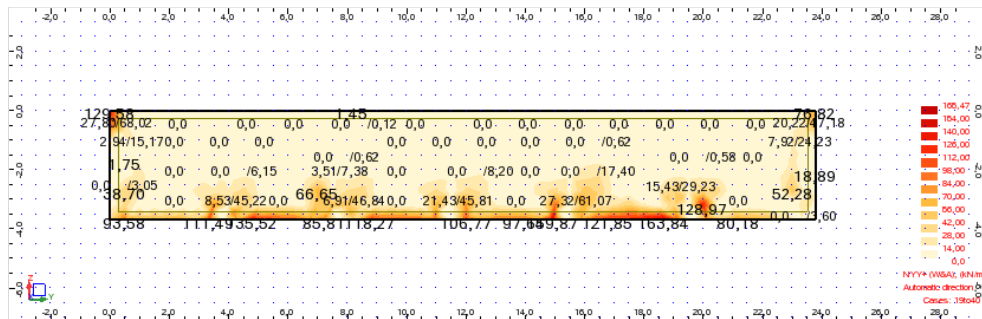
### Direção y (horizontal) – Momento fletor face exterior

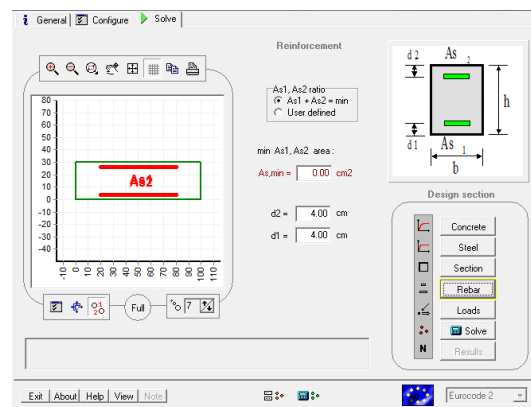
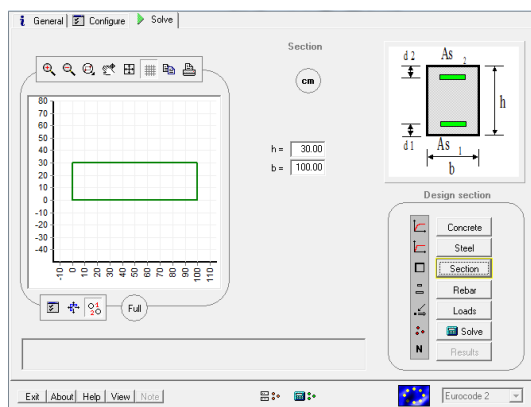


### Direção y (horizontal) – Momento fletor face interior

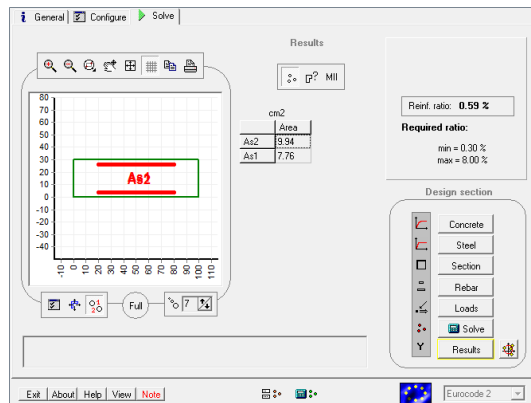
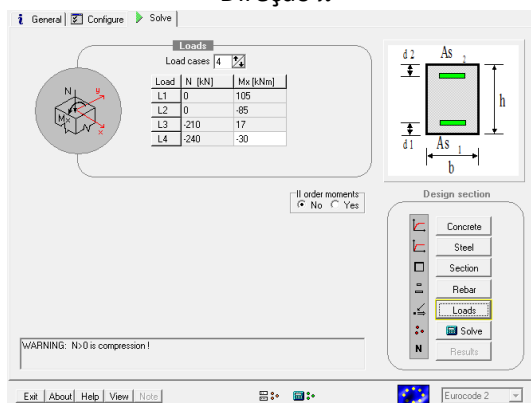


### Direção y – Axial (tração)

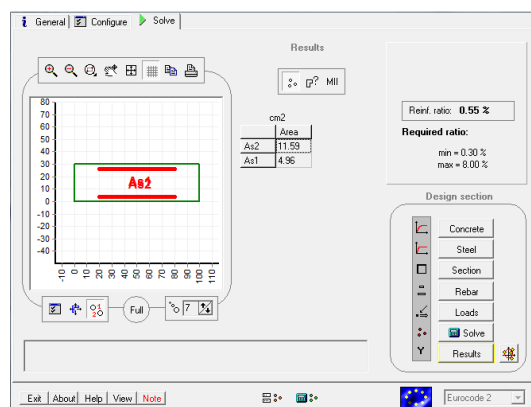
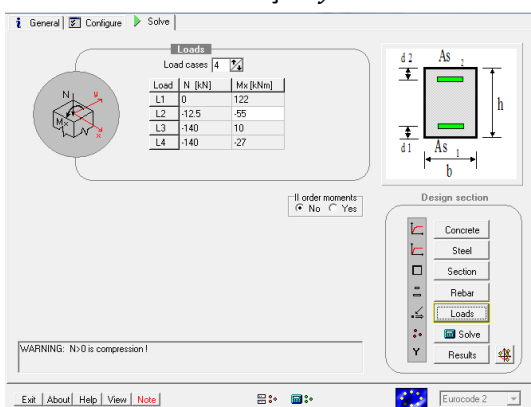




## Direção x



## Direção y

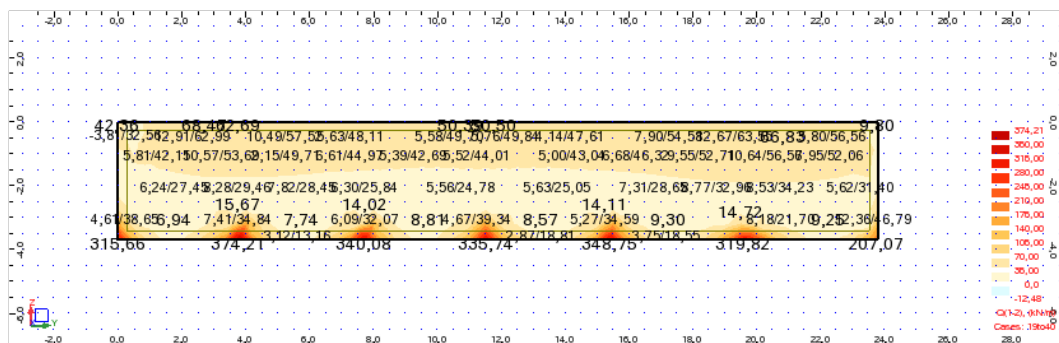


## Armadura horizontal mínima

h =	0,30	
kc =	1,00	
k =	1,00	
fct,eff =	2,90	MPa
Act =	3000,00	cm <sup>2</sup> /m
σs =	435	MPa
As,hmin =	20,00	cm <sup>2</sup> /m
As,hmin =	10,00	cm <sup>2</sup> /m/face
Solução:	φ16/0,15	

Esta armadura horizontal mínima foi calculada e adotada para as paredes PC2, de acordo com o estipulado na NP EN 1992-1-1, por não se terem considerado os efeitos da retração no modelo de cálculo.

## ELU Esforço Transverso



### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed}$	=	295	kN			
$b$	=	1,00	m			
$h$	=	0,30	m			
$d$	=	0,260	m			
$A_{sl}$	=	13,40	cm <sup>2</sup>	$k =$	1,877	$\leq 2,0$
					0,00515	$\leq 0,02$
$f_{ck}$	=	30,0	MPa	$f_{cd}$	=	20,0 MPa
$f_{yk}$	=	500,0	MPa	$f_{syd}$	=	435,0 MPa
$\theta$	=	30,0	°			
$\alpha$	=	90,0	°			

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

### Esforço transverso resistente da secção de betão

$V_{Rd,c}$	=	145,90	kN	
$V_{Rd,c,min}$	=	128,18	kN	Necessária armadura de esforço transverso
$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ctd}$	=	1372,80	kN	

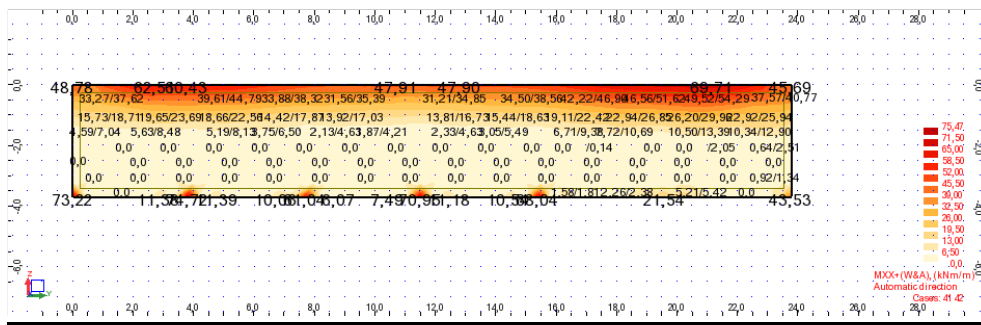
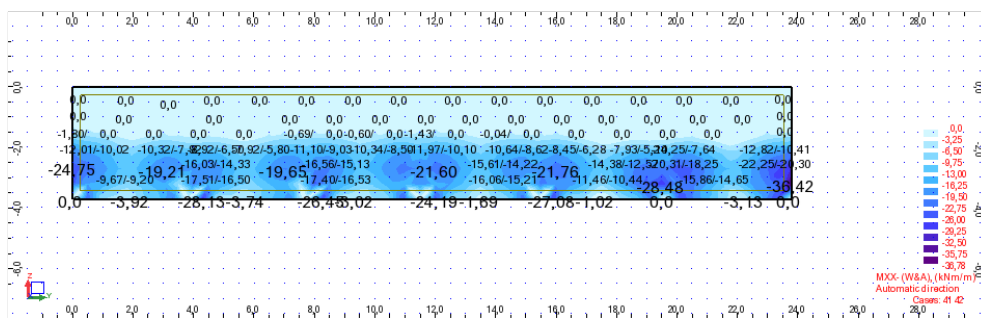
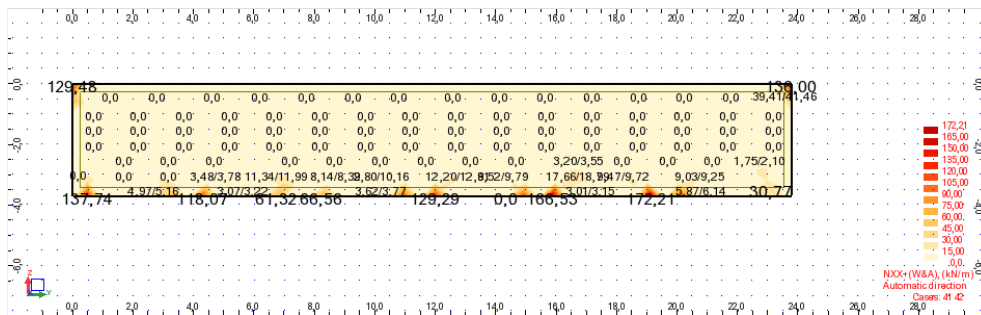
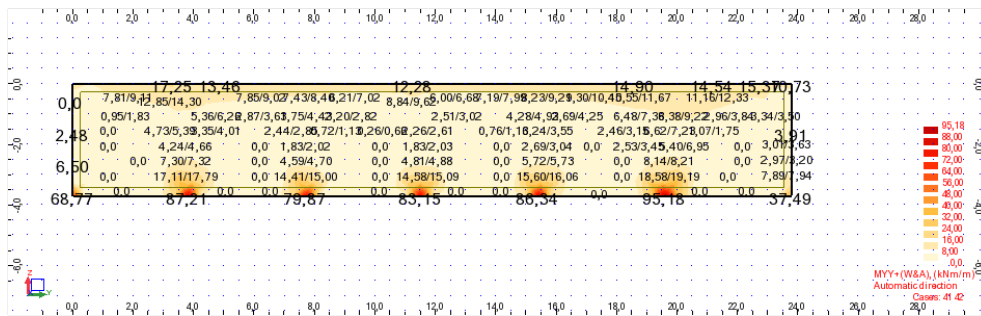
### Armadura de esforço transverso necessária

$A_{cw}/s$	=	16,73	cm <sup>2</sup> /m		
$s$	=	20,0	cm		
$A_{cw}$	=	3,35	cm <sup>2</sup> /linha	$\rho_{w,min} =$	0,0008764
$A_{varrão}$	=	0,5	cm <sup>2</sup>	$A_{cw}/s_{min} =$	8,76 cm <sup>2</sup> /m
Nº de ramos	=	6,69	/linha		
$\alpha_{cw}$	=	1			
$V_{Rd,max}$	=	1069,99	kN	VEd verifica o máximo	

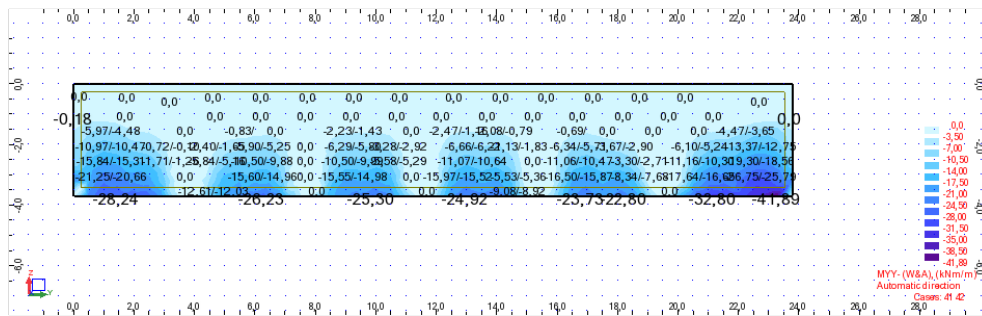
Estribos por linha=	4
nº de linhas de estribos=	5
nº de ramos=	2
Total de ramos=	40
Tipo de varão do estribo	8 mm
secção	0,5 cm <sup>2</sup>
Área total=	20 cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>

## ELS Fendilhação

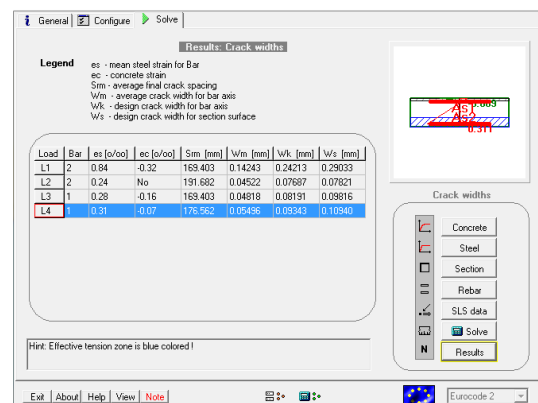
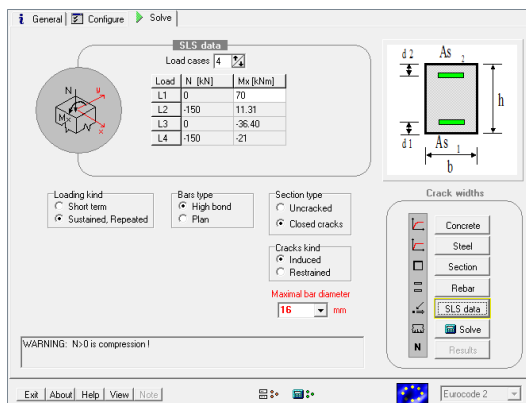
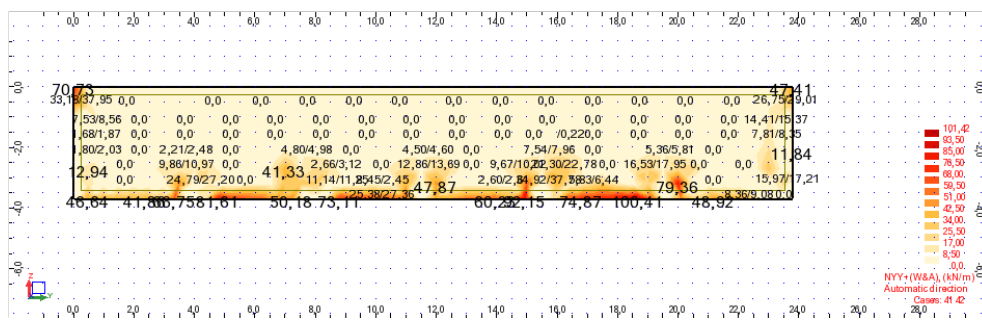
Tal como explicado anteriormente, para a verificação à fendilhação recorreu-se ao *software Gala Reinforcement*. Limitou-se a abertura de fendas a um máximo  $w_{k,max} = 0,30$  mm.

Direção  $x$  (vertical) – Momento fletor face exteriorDireção  $x$  (vertical) – Momento fletor face interiorDireção  $x$  – Axial (tração)Direção  $y$  (horizontal) – Momento fletor face exterior

### Direção y (horizontal) – Momento fletor face interior



### Direção y – Axial (tração)



### Solução de armadura adotada:

$$A_{s,sup} - Dir.x = \phi 16//0,15 (13,40 \text{ cm}^2/m)$$

$$A_{s,sup} - Dir.y = \phi 16//0,15 (13,40 \text{ cm}^2/m)$$

$$A_{s,inf} - Dir.x = \phi 16//0,15 (13,40 \text{ cm}^2/m)$$

$$A_{s,inf} - Dir.y = \phi 16//0,15 (13,40 \text{ cm}^2/m)$$



## 7.4 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE RELVAS

### 7.4.1 Elementos Base

Para a realização deste projeto foram fornecidos os seguintes elementos base:

- Cotas do terreno e planta de implantação;
- Geometria do órgão a construir.
- Dimensionamento hidráulico-sanitário com as dimensões internas e aberturas existentes.

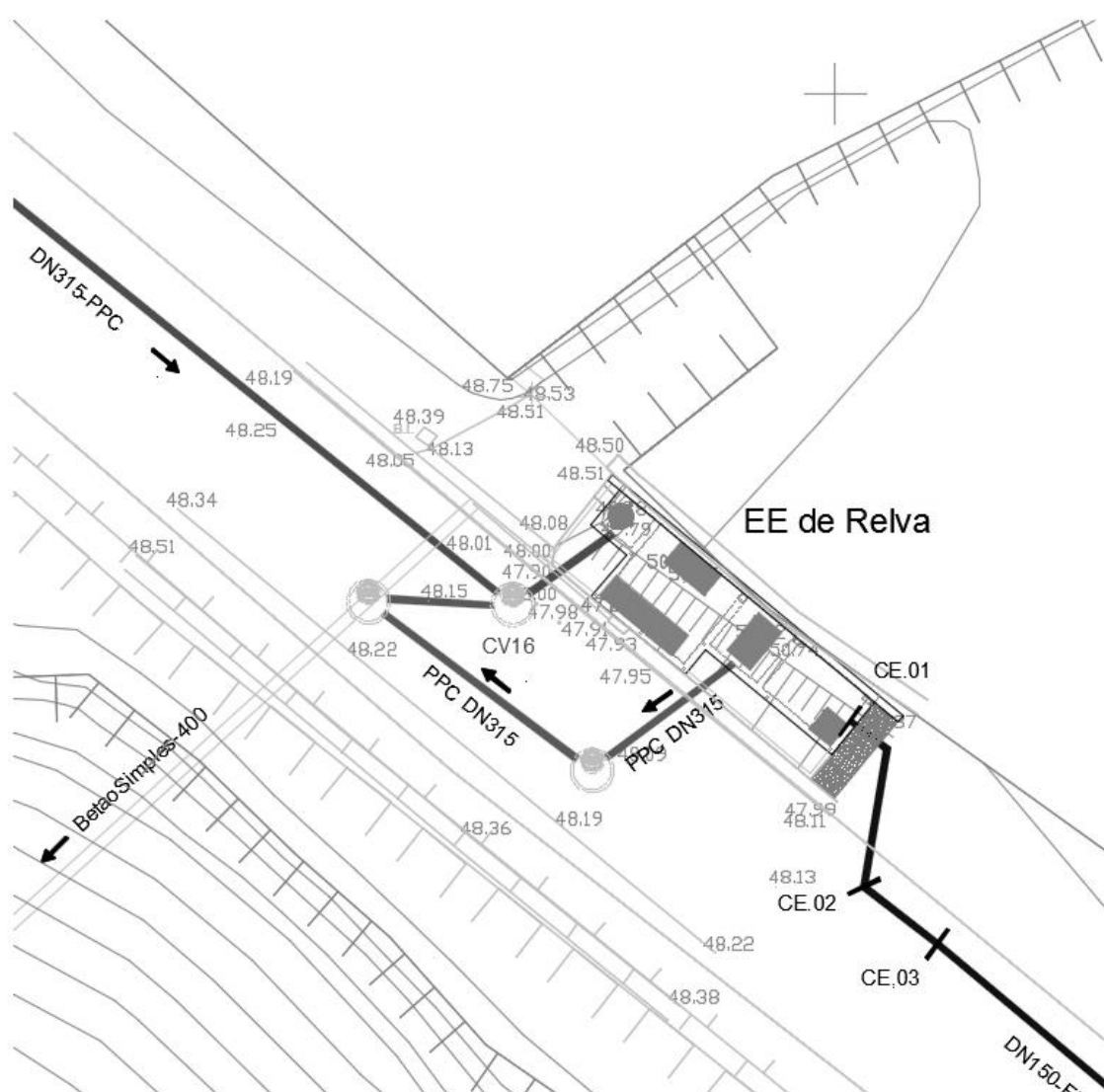


Figura 7.12 – Planta de implantação da Estação Elevatória de Relvas.

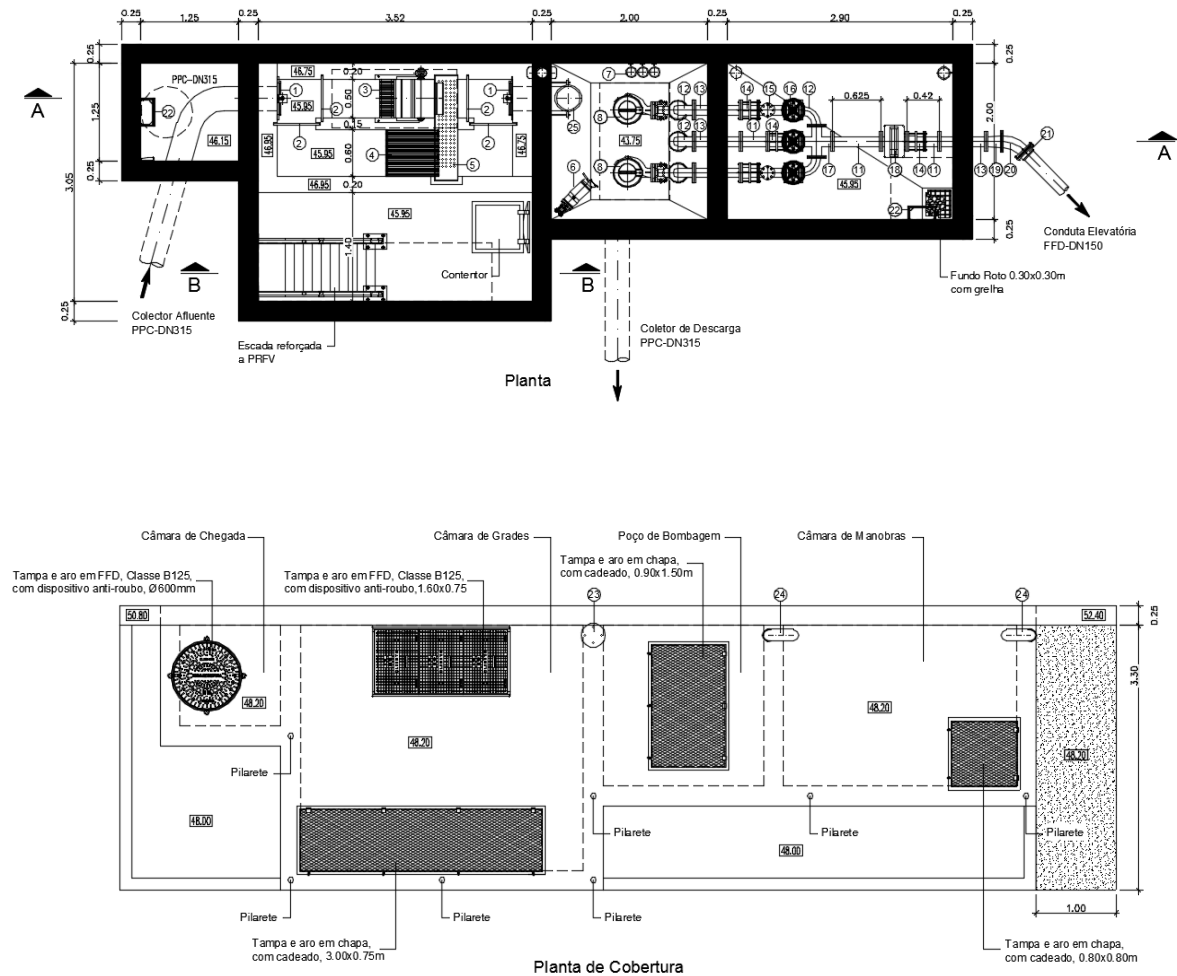


Figura 7.13 – Plantas de arquitetura.

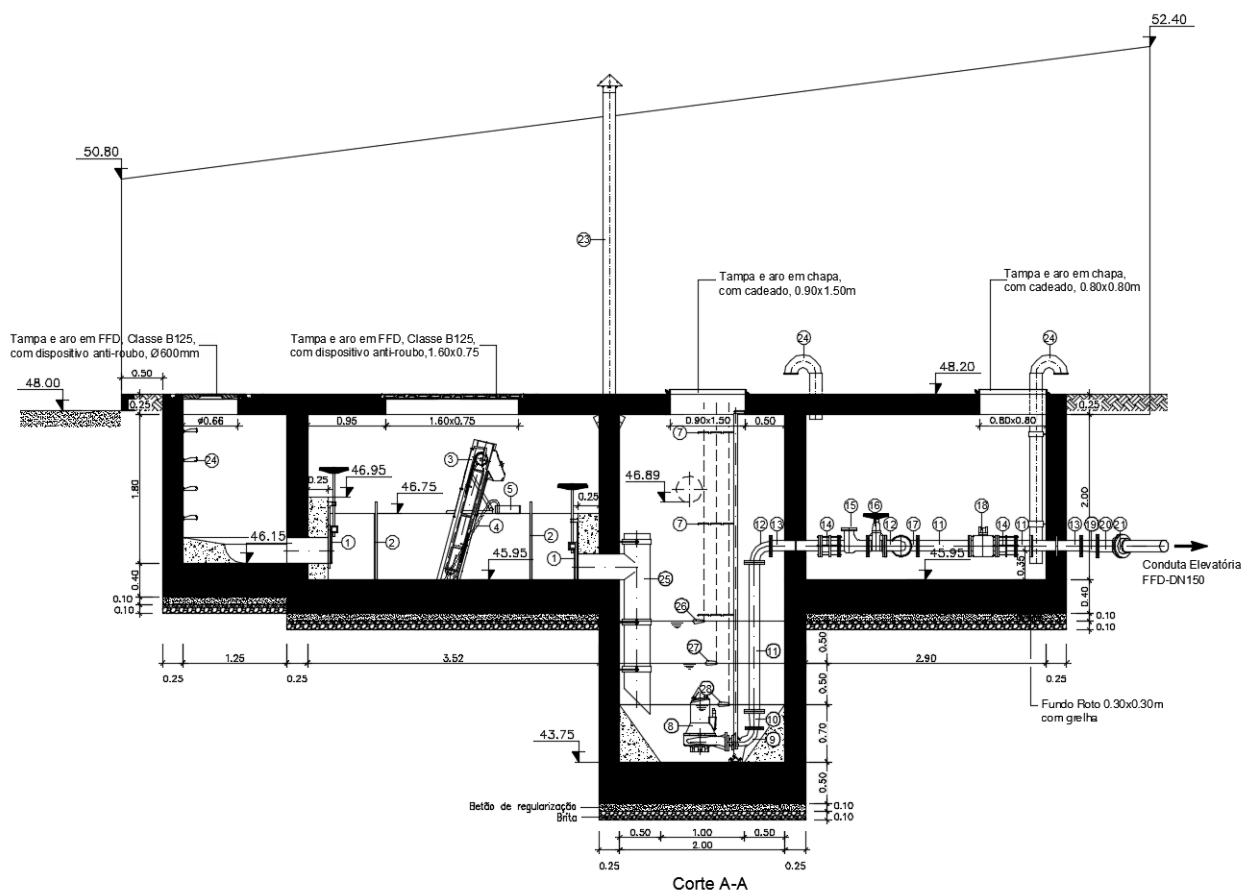


Figura 7.14 – Corte A-A.

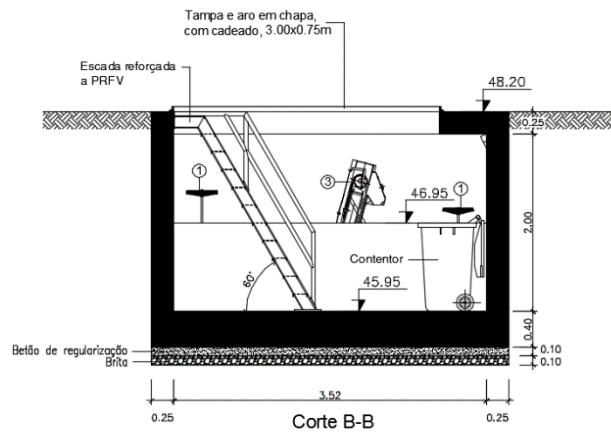


Figura 7.15 – Corte B-B.

### 7.4.2 Solução Estrutural

A estação elevatória terá geometria retangular com área de implantação de sensivelmente  $45 \text{ m}^2$  e altura total de  $9,15 \text{ m}$ .

Com o objetivo da estrutura ter um funcionamento monolítico, optou-se por soluções com o máximo de continuidade. Concebeu-se então uma estrutura em betão armado composta por paredes e lajes maciças. A laje de cobertura e as paredes foram dimensionadas com uma espessura de  $0,25\text{ m}$  e a parede/ muro de suporte com  $0,30\text{ m}$  de espessura, considerando-se a altura de terras no tardo do muro,  $1\text{ m}$  abaixo do topo. As lajes de fundo, que se destinam à zona técnica, têm espessuras de  $0,30\text{ m}$  e  $0,40\text{ m}$ .

Na ausência de relatório geotécnico com as condições do terreno de fundação no local da obra, foi necessário assumir-se as características mecânicas do mesmo. Assim, considerou-se um ângulo de atrito interno de  $30^\circ$  e uma tensão admissível mínima de  $200\text{ kPa}$ . Com base nestes pressupostos, as fundações da estrutura foram estabelecidas como fundações diretas através das lajes de fundo.

### 7.4.3 Quantificação de Ações

#### 1. Ações permanentes

##### 1.1. Peso próprio da estrutura

Elementos estruturais em betão armado:  $\gamma = 25,0\text{ kN/m}^3$

Enchimentos:  $\gamma = 24,0\text{ kN/m}^3$

##### 1.2. Restantes cargas permanentes

Efluente:  $10,0\text{ kN/m}^3$

Restantes cargas permanentes:  $1,0\text{ kN/m}^2$

Cargas de equipamentos:  $2,0\text{ kN/m}^2$

##### 1.3. Impulso de terras

Para quantificar o impulso de terras considerou-se um peso específico de  $20,0\text{ kN/m}^3$  com um ângulo de atrito interno de  $30^\circ$ .

##### 1.4. Retração

Para o cálculo da temperatura equivalente de retração, considera-se para a entrada em serviço da estrutura um período de tempo de 90 dias desde a betonagem.

#### 2. Ações variáveis

##### 2.1. Sobrecarga de utilização

Zona de circulação de veículos:  $10,0\text{ kN/m}^2$

Zona de circulação de veículos no tardo do muro:

10,0 kN/m<sup>2</sup>

Sobrecarga de utilização:

3,0 kN/m<sup>2</sup>

## 2.2. Sismo

A estação elevatória localiza-se em Ponta Delgada, Açores. Nesta região apenas é considerada a ação sísmica tipo 2 (próximo).

De acordo com o zonamento sísmico, a ação corresponde à zona 2.1, com uma aceleração de referência de 2,5 m/s<sup>2</sup>. Admitiu-se uma classe II para a estrutura, o que implica um coeficiente de importância de 1,0. Considerou-se o terreno de fundação como terreno do tipo C, um coeficiente de amortecimento de 5% e um coeficiente de comportamento igual a 1,5.

O efeito da ação sísmica foi considerado através de uma análise espectral quantificando a sobreposição modal com recurso ao método da raiz quadrada da soma dos quadrados. Para a combinação de efeitos das duas componentes ortogonais da ação sísmica, considerou-se o efeito numa direção com 30% da outra componente. A ação considerada na análise corresponde à combinação quase-permanente de ações.

## Combinação de ações

As combinações de ações utilizadas são as apresentadas no capítulo 4.

Quadro 7.8 – Combinações de ações – Estação Elevatória de Relvas (*Robot*).

14 (C)	ELU_1	1	1,35	2	0	3	1,5	4	1,5	5	1,5	6	1,5	7	1,5	9	0,9	10	0
15 (C)	ELU_2	1	1,35	2	0	3	1,5	4	1,5	5	1,5	6	1,5	7	1,5	9	0	10	0,9
16 (C)	ELU_3	1	1,35	2	0	3	1,5	4	1,5	5	1,5	6	1,05	7	1,05	9	1,5	10	0
17 (C)	ELU_4	1	1,35	2	0	3	1,5	4	1,5	5	1,5	6	1,05	7	1,05	9	0	10	1,5
18 (C)	ELU_5	1	1,35	2	1,3	3	1,5	4	1,5	5	0	6	0	7	1,5	9	0,9	10	0
19 (C)	ELU_6	1	1,35	2	1,3	3	1,5	4	1,5	5	0	6	0	7	1,5	9	0	10	0,9
20 (C)	ELU_7	1	1,35	2	1,3	3	1,5	4	1,5	5	0	6	0	7	1,05	9	1,5	10	0
21 (C)	ELU_8	1	1,35	2	1,3	3	1,5	4	1,5	5	0	6	0	7	1,05	9	0	10	1,5
22 (C)	ELU_9	1	1	2	0	3	0	4	0	5	1,5	6	1,5	7	0	9	1,5	10	0
23 (C)	ELU_10	1	1	2	0	3	0	4	0	5	1,5	6	1,5	7	0	9	0	10	1,5
24 (C)	ELU_11	1	1	2	1,3	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0	9	1,5	10	0
25 (C)	ELU_12	1	1	2	1,3	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0	9	0	10	1,5
26 (C)	Comb sism	1	1	2	0	3	1	4	1	5	1	6	0	7	0,3				
27 (C)	CQ SIS_1	12	1	13	0,3	26	1												
28 (C)	CQ SIS_2	12	1	13	-0,3	26	1												
29 (C)	CQ SIS_3	12	0,3	13	1	26	1												
30 (C)	CQ SIS_4	12	0,3	13	-1	26	1												
31 (C)	CQ SIS_5	12	-1	13	0,3	26	1												
32 (C)	CQ SIS_6	12	-1	13	-0,3	26	1												
33 (C)	CQ SIS_7	12	-0,3	13	1	26	1												
34 (C)	CQ SIS_8	12	-0,3	13	-1	26	1												
35 (C)	ELS_1	1	1	2	0	3	1	4	1	5	1	6	1	7	1	9	0,5	10	0
36 (C)	ELS_2	1	1	2	0	3	1	4	1	5	1	6	1	7	1	9	0	10	0,5
37 (C)	ELS_3	1	1	2	0	3	1	4	1	5	1	6	0,5	7	0,5	9	1	10	0
38 (C)	ELS_4	1	1	2	0	3	1	4	1	5	1	6	0,5	7	0,5	9	0	10	1
39 (C)	ELS_5	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	0	7	1	9	0,5	10	0
40 (C)	ELS_6	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	0	7	1	9	0	10	0,5
41 (C)	ELS_7	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	0	7	0,5	9	1	10	0
42 (C)	ELS_8	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	0	7	0,5	9	0	10	1
43 (C)	ELS_9	1	1	2	0	3	0	4	0	5	1	6	1	7	0	9	1	10	0
44 (C)	ELS_10	1	1	2	0	3	0	4	0	5	1	6	1	7	0	9	0	10	1
45 (C)	ELS_11	1	1	2	1	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0	9	1	10	0
46 (C)	ELS_12	1	1	2	1	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0	9	0	10	1

#### 7.4.4 Verificação de Segurança

No dimensionamento dos diversos elementos estruturais foram considerados os esforços correspondentes às combinações de estados limites mais gravosas.

##### Estados limites últimos

A segurança dos elementos para os estados limites últimos foi verificada para os esforços axiais, de flexão (simples, composta e desviada) e esforço transversal.

##### Estados limites de serviço

###### 1. Controlo de fendilhação

Para a combinação frequente de ações, limitou-se a abertura de fendas a 0,15 mm para os elementos em contacto com o efluente. Para os restantes elementos a abertura de fendas foi limitada a 0,30 mm.

###### 2. Controlo da deformação

Na verificação da deformação da estrutura, para elementos de betão armado, admitiu-se uma deformação total máxima,  $\delta_{max} = L/250$  a tempo infinito.

#### 7.4.5 Quadro de Materiais

Quadro 7.9 – Quadro de materiais – Estação Elevatória de Relvas.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspecção			Classe de Inspeção 3 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Elemento	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Claretos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistêndia
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Lajes Maciças	C35/45	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas de Fundação	C35/45	40	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Lajes de Fundo	C35/45	40	-	XA2(P)	CL0,20	22	S3
Paredes	C35/45	40	-	XA2(P)	CL0,20	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Endimento	C16/20	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
AÇO							
Elemento		Classe			Norma		
Armadura Ordinária		A500NR			EN 10080		

### 7.4.6 Análise Estrutural e Dimensionamento

As lajes e paredes foram modeladas através de elementos finitos de casca, aos quais se aplicou uma malha de elementos finitos com  $0,30\text{ m}$ , respeitando a geometria das secções e alinhamentos da estrutura.

Os apoios da estrutura foram modelados através de apoios elásticos de forma a simular a capacidade resistente do solo, para isso considerou-se um coeficiente de mola de  $20000\text{ kN/m}^3$ .

De seguida apresentam-se os modelos de cálculo utilizados na análise da laje, paredes e o dimensionamento detalhado de um exemplo de cada tipo de elemento com recurso a folhas de cálculo.

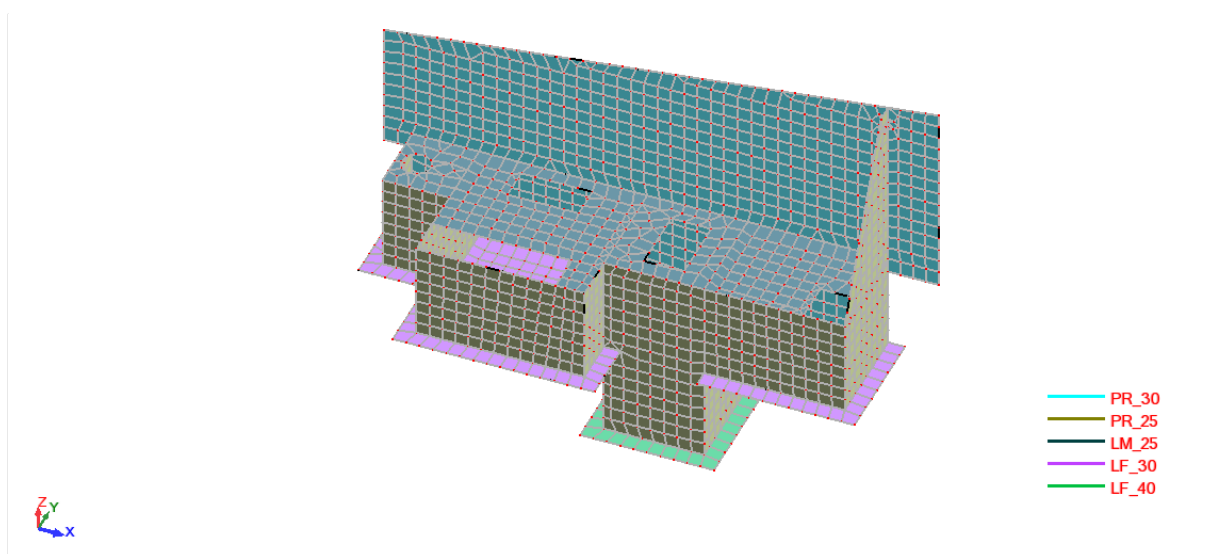


Figura 7.16 – Vista Superior.

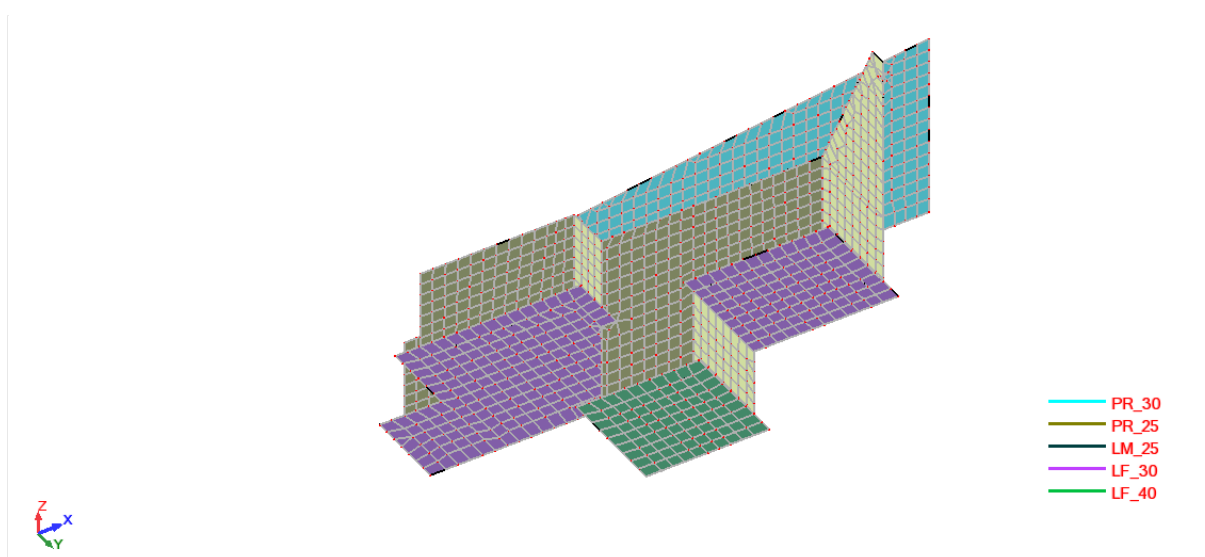


Figura 7.17 – Vista Inferior.

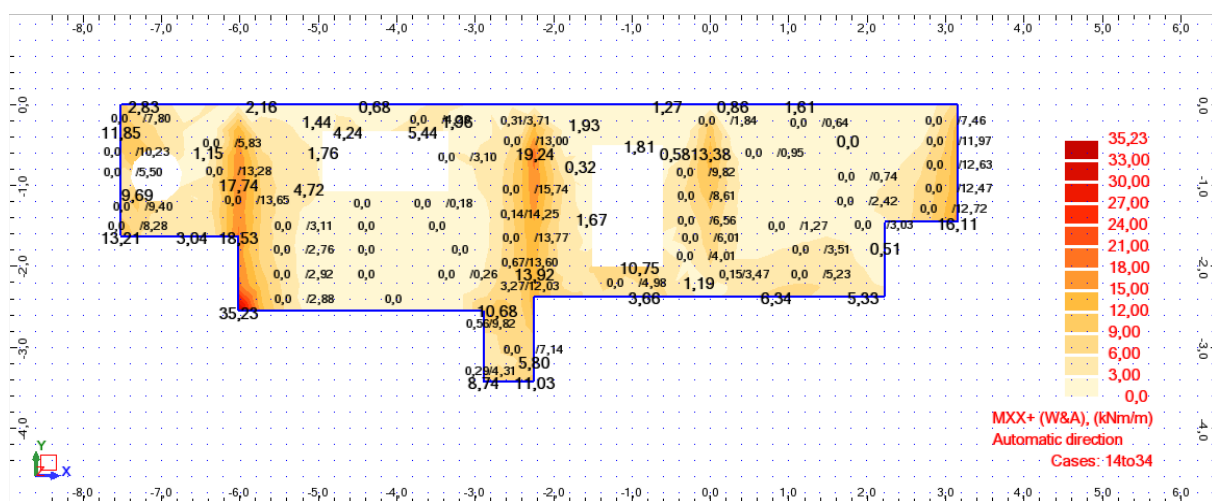
## CÁLCULO DE LAJES

A laje de cobertura LM1 foi calculada recorrendo a uma folha de cálculo em Excel, desenvolvida pelo gabinete, onde são colocados os esforços retirados do Robot após modelação da mesma. De seguida é apresentado um dimensionamento detalhado da Laje LM 1.

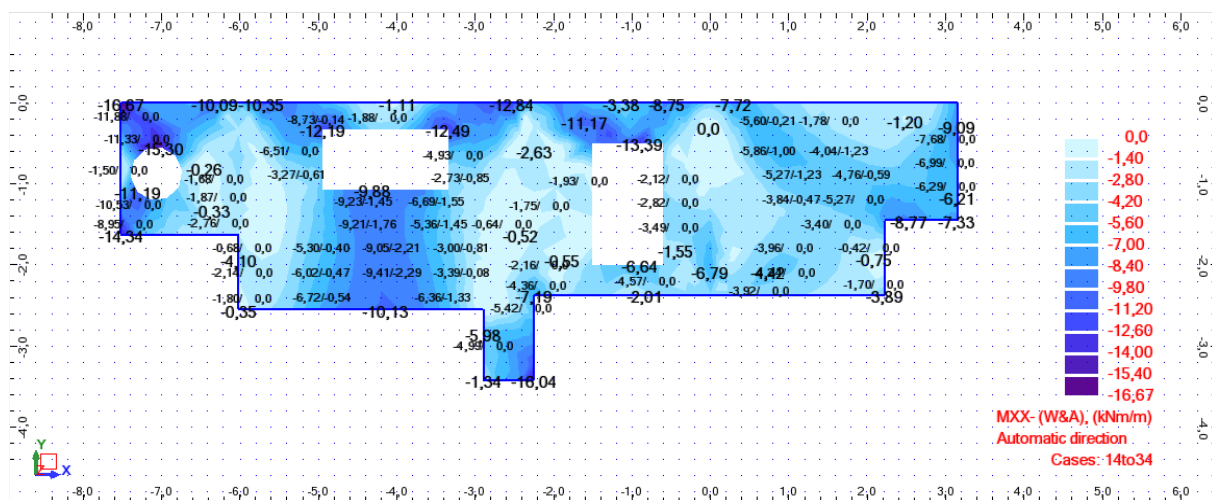
Laje de cobertura LM1 –  $esp = 0,25\text{ m}$

## ELU Flexão

Direção x – Momento fletor face superior

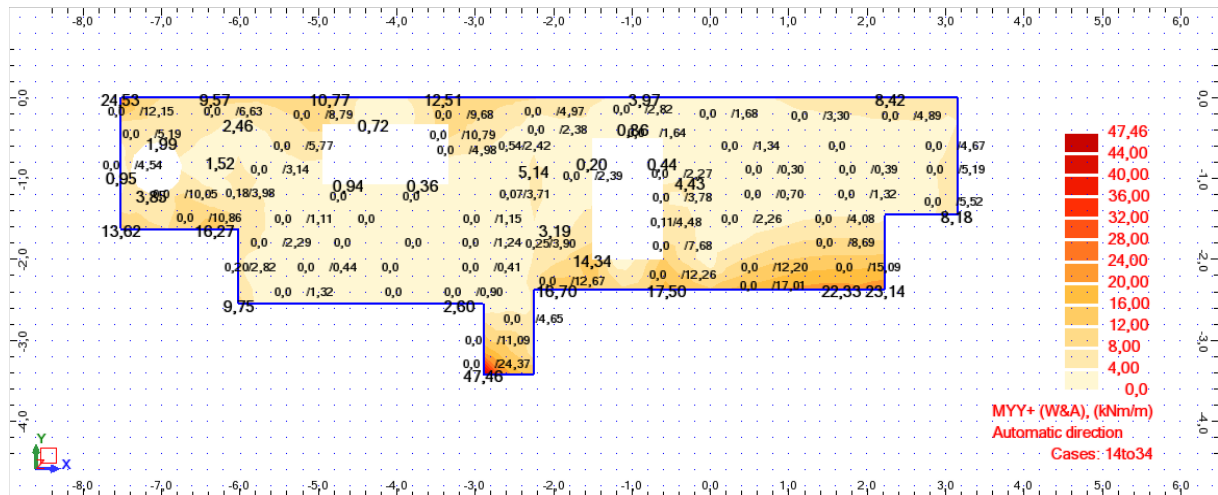


Direção x – Momento fletor face inferior

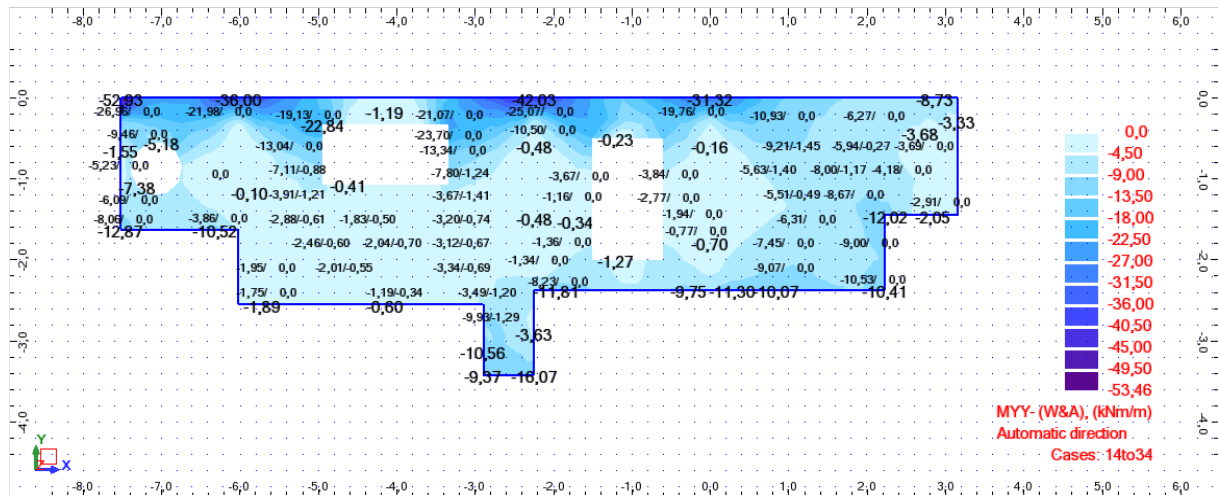




## Direção y – Momento fletor face superior



## Direção y – Momento fletor face inferior



$$A_{sl.min} = 0,26 \times \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

$$A_{sl.min} = 0,26 \times \left( \frac{3,2}{500} \right) \times 1,00 \times 0,21 \geq 0,0013 \times 1,00 \times 0,21$$

$$A_{sl.min} = 3,49 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 2,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sl.min} = \emptyset 10 // 0,20 \text{ m } (3,93 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Inferior  
MX

**Msd** = 14,00 kN.m/m  
**b** = 1,00 m  
**h** = 0,25 m  
**d** = 0,21 m  
**Aço** A500  
**Betão** c35/45  
**fyk** = 500 MPa  
**fsyd** = 435 MPa  
**fcd** = 23,33 MPa  
**fctm** = 3,2 MPa

$\mu$  = 0,014  
 $\omega$  = 0,014  
**As** = 1,53 cm<sup>2</sup>/m  
**Solução:**  $\Phi$  10 af. 0,150  
**5,24 cm<sup>2</sup>/m**

**As<sub>min</sub>** = 3,49 cm<sup>2</sup>/m  
**>0,0013b.d** 2,73 cm<sup>2</sup>/m  
**As<sub>max</sub>** = 100,00 cm<sup>2</sup>/m

**S<sub>max,slabs</sub>** | 0,20 m  
 0,75 m  
 0,40 m

Superior  
MX

**Msd** = 20,00 kN.m/m  
**b** = 1,00 m  
**h** = 0,25 m  
**d** = 0,21 m  
**Aço** A500  
**Betão** c35/45  
**fyk** = 500 MPa  
**fsyd** = 435 MPa  
**fcd** = 23,33 MPa  
**fctm** = 3,2 MPa

$\mu$  = 0,019  
 $\omega$  = 0,020  
**As** = 2,29 cm<sup>2</sup>/m  
**Solução:**  $\Phi$  10 af. 0,150  
**5,24 cm<sup>2</sup>/m**

**As<sub>min</sub>** = 3,49 cm<sup>2</sup>/m  
**>0,0013b.d** 2,73 cm<sup>2</sup>/m  
**As<sub>max</sub>** = 100,00 cm<sup>2</sup>/m

**S<sub>max,slabs</sub>** | 0,20 m  
 0,75 m  
 0,40 m

Inferior  
MY

**Msd** = 35,00 kN.m/m  
**b** = 1,00 m  
**h** = 0,25 m  
**d** = 0,20 m  
**Aço** A500  
**Betão** c35/45  
**fyk** = 500 MPa  
**fsyd** = 435 MPa  
**fcd** = 23,33 MPa  
**fctm** = 3,2 MPa

$\mu$  = 0,038  
 $\omega$  = 0,039  
**As** = 4,19 cm<sup>2</sup>/m  
**Solução:**  $\Phi$  10 af. 0,150  
**5,24 cm<sup>2</sup>/m**

**As<sub>min</sub>** = 3,33 cm<sup>2</sup>/m  
**>0,0013b.d** 2,6 cm<sup>2</sup>/m  
**As<sub>max</sub>** = 100,00 cm<sup>2</sup>/m

**S<sub>max,slabs</sub>** | 0,20 m  
 0,75 m  
 0,40 m

Superior  
MY

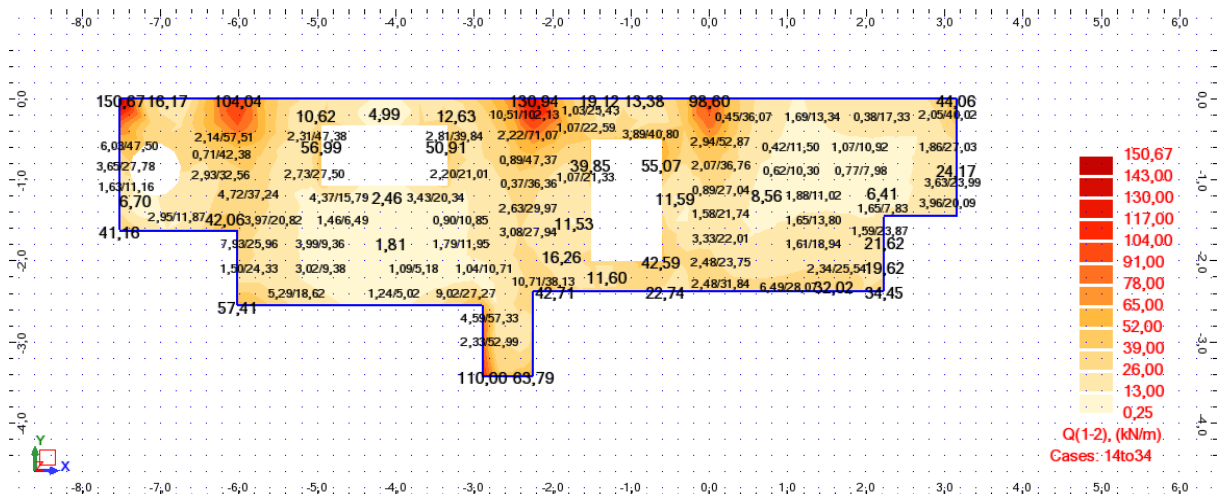
**Msd** = 30,00 kN.m/m  
**b** = 1,00 m  
**h** = 0,25 m  
**d** = 0,20 m  
**Aço** A500  
**Betão** c35/45  
**fyk** = 500 MPa  
**fsyd** = 435 MPa  
**fcd** = 23,33 MPa  
**fctm** = 3,2 MPa

$\mu$  = 0,032  
 $\omega$  = 0,033  
**As** = 3,56 cm<sup>2</sup>/m  
**Solução:**  $\Phi$  10 af. 0,15  
**5,24 cm<sup>2</sup>/m**

**As<sub>min</sub>** = 3,33 cm<sup>2</sup>/m  
**>0,0013b.d** 2,6 cm<sup>2</sup>/m  
**As<sub>max</sub>** = 100,00 cm<sup>2</sup>/m

**S<sub>max,slabs</sub>** | 0,20 m  
 0,75 m  
 0,40 m

## ELU Esforço Transverso



**Armadura de Corte** EC2

$V_{Ed} =$	110	kN		
$b =$	1,00	m		
$h =$	0,25	m		
$d =$	0,210	m	$k =$	1,976 $\leq 2,0$
$A_{sl} =$	5,24	cm <sup>2</sup>		0,00250 $\leq 0,02$
$f_{ck} =$	35,0	MPa	$f_{cd} =$	23,3 MPa
$f_{yk} =$	500,0	MPa	$f_{syd} =$	435,0 MPa
$\theta =$	30,0	°		
$\alpha =$	90,0	°		

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

**Esforço transversal resistente da secção de betão**

$$V_{Rd,c} = 102,54 \text{ KN}$$

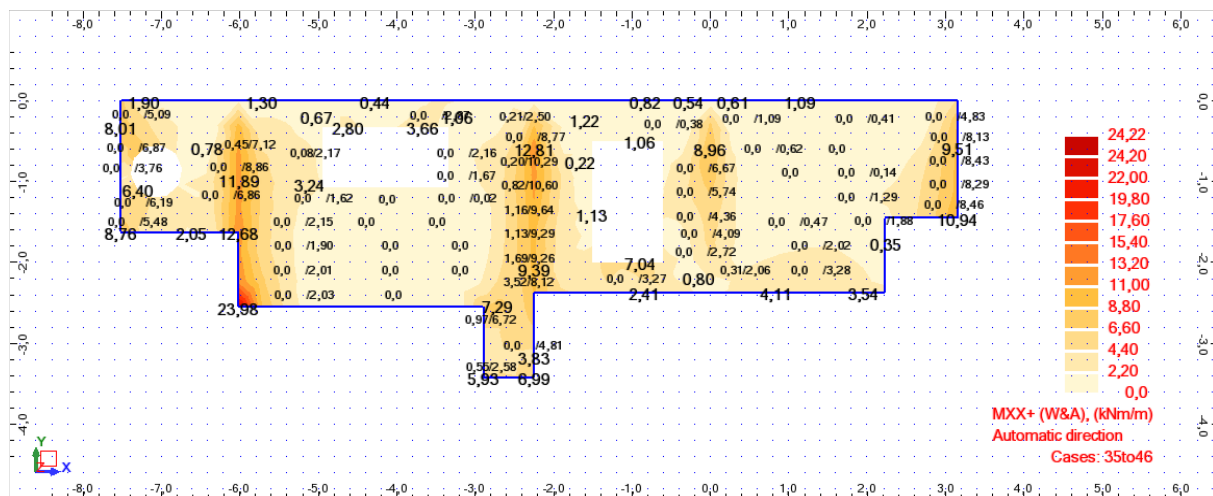
$$V_{Rd,c,min} = 120,77 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1264,20 \text{ KN}$$

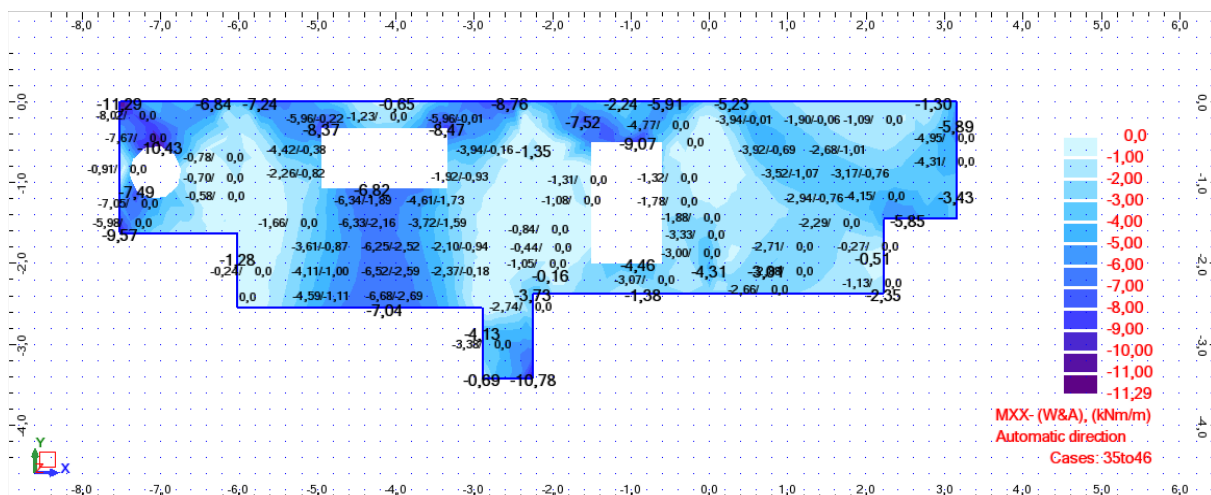
Não é necessária armadura de  
esforço transversal

**ELS Fendilhação**

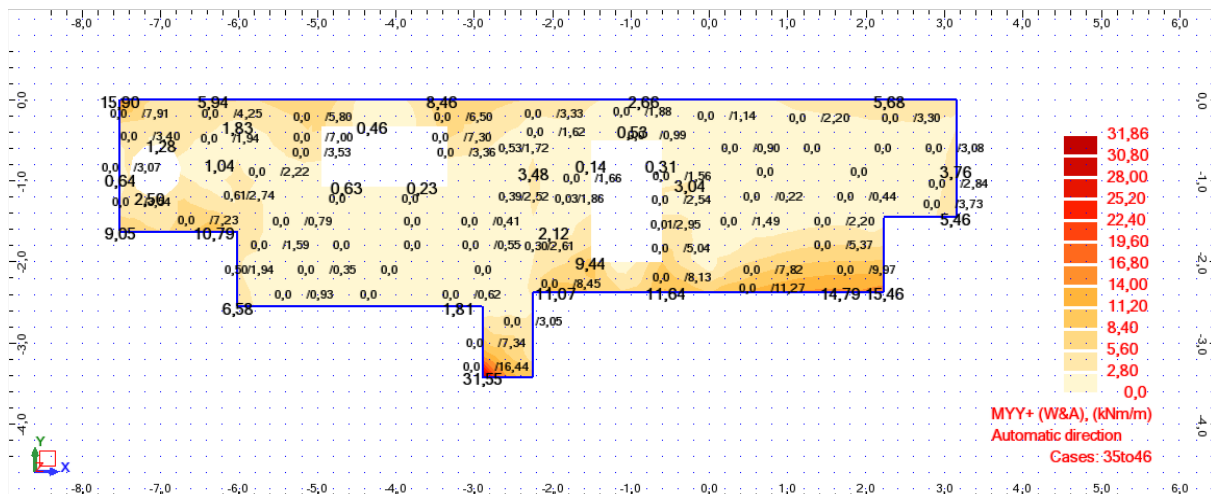
Limitou-se a largura de fendas a um valor máximo de  $w_{k,max} = 0,30 \text{ mm}$  pois considera-se que a cobertura não está em contacto com a água do reservatório. Do *Robot* retiraram-se os momentos fletores em estado limite de utilização e recorrendo à mesma folha de cálculo de lajes em *Excel* verificou-se a segurança.

**Direção x – Momento fletor face superior**

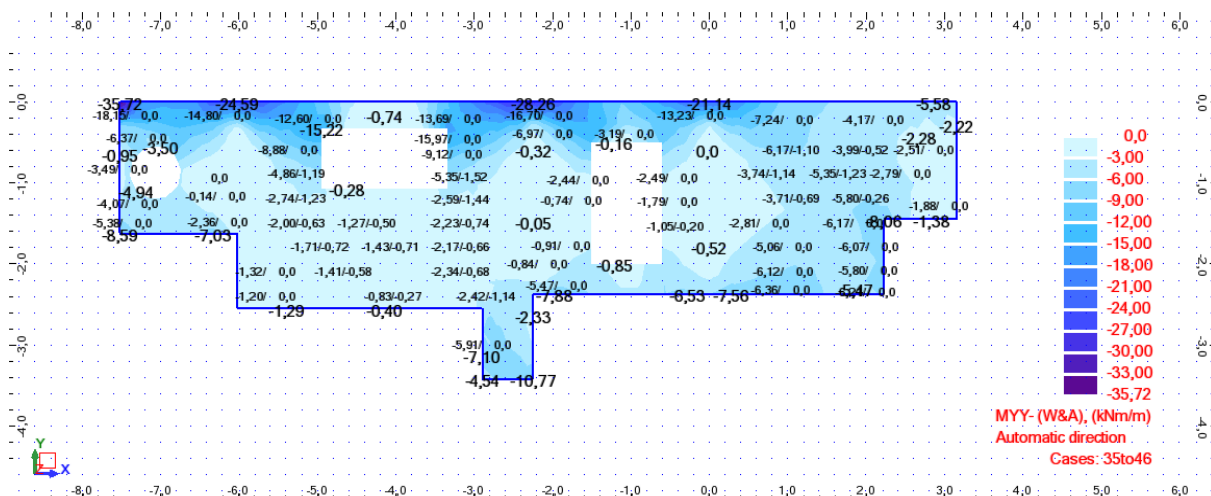
Direção  $x$  – Momento fletor face inferior



Direção  $y$  – Momento fletor face superior



Direção  $y$  – Momento fletor face inferior

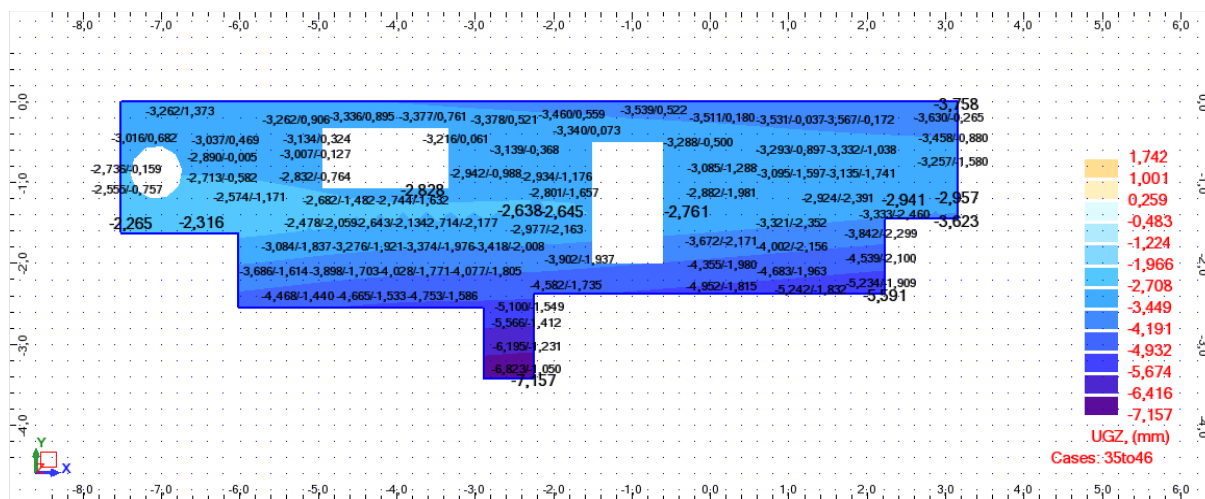


h=	25	cm	Aço	A500
d=	21	cm	Betão	c35/45
$f_{ctm}$ =	3,2	MPa		
$E_{cm}$ =	34	GPa		

			M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	r	x	C <sub>s</sub>	s <sub>s</sub>	s <sub>sr</sub>	0,6s <sub>s</sub> /E <sub>s</sub>	expressão 7.9 EC2	e <sub>sm</sub> -e <sub>cm</sub>	h <sub>c,ef</sub>	Ac,eff	r <sub>r</sub>	s <sub>rm</sub>	w <sub>k</sub> (EC2)
			(kN.m/m)	(cm <sup>2</sup> /m)	(%)			(MPa)	(MPa)				(cm)	(cm <sup>2</sup> )		(mm)	(mm)
F	10	//	0,150	24,3	5,23	0,249	0,200	429,89	236,9	324,9	Não	Fendilhada					
F	10	//	0,150	32,0	5,23	0,249	0,200	429,89	311,9	324,9	Não	Fendilhada					
F	10	//	0,15	11,3	5,23	0,249	0,200	429,89	110,2	324,9	Não	Fendilhada					
F	10	//	0,15	33,0	5,23	0,249	0,200	429,89	321,7	324,9	Não	Fendilhada					

## ELS Deformação

Como apresentado no ponto 7.4.4. a deformação máxima da laje está limitada a  $l/250$ . O mapa seguinte apresenta a deformação máxima experimentada pela laje LM1 para a envolvente de combinações de serviço.



$$\Delta_{V,elástica} = 6,75 - 3,539 = 3,211 \text{ mm}$$

$$\Delta_{V,tempo infinito} = 3,211 \times 2,5 = 8,028 \text{ mm} < \Delta_{V,m\acute{a}x} = 13,3 \text{ mm}$$

Solução de armadura adotada:

$$A_{s.sup} - Dir.x = \phi 10 // 0,15 \text{ (5,24 cm}^2/m\text{)}$$

$$A_{s, sup} - Dir. y = \phi 10 // 0,15 \text{ (5,24 cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s.inf} - Dir.x = \phi 10 // 0,15 \text{ (5,24 cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s,inf} - Dir. y = \phi 10 // 0,15 \text{ (5,24 cm}^2\text{/m)}$$

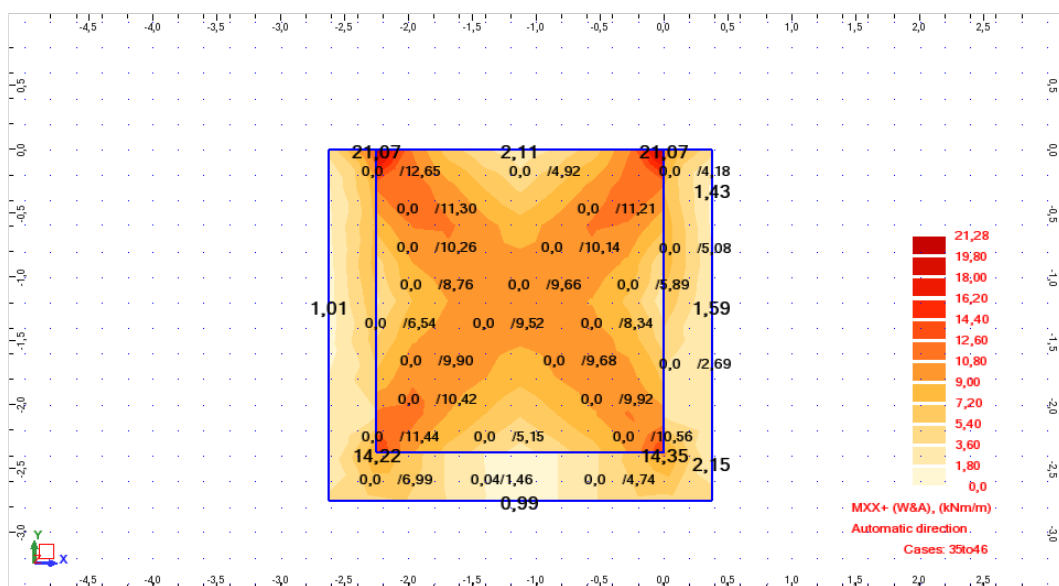
### Laje de fundo LF1 – $esp = 0,40\text{ m}$

As lajes de fundo foram dimensionadas com recurso ao programa *Gala Reinforcement*. Através dos mapas obtidos no *Robot* determinam-se as combinações condicionantes e introduzem-se no *Gala* através do qual foi verificada a segurança aos estados limites últimos e de utilização.

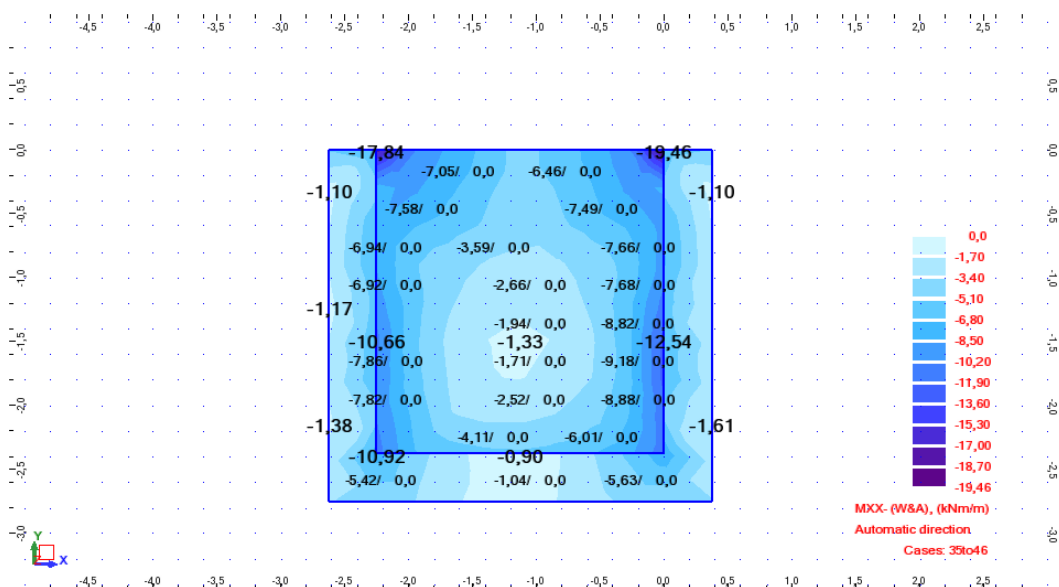
### ELS Fendilhação

No caso das lajes de fundo, limitou-se a largura de fendas a um valor máximo de  $w_{k,max} = 0,15\text{ mm}$  por se tratar de lajes de um reservatório.

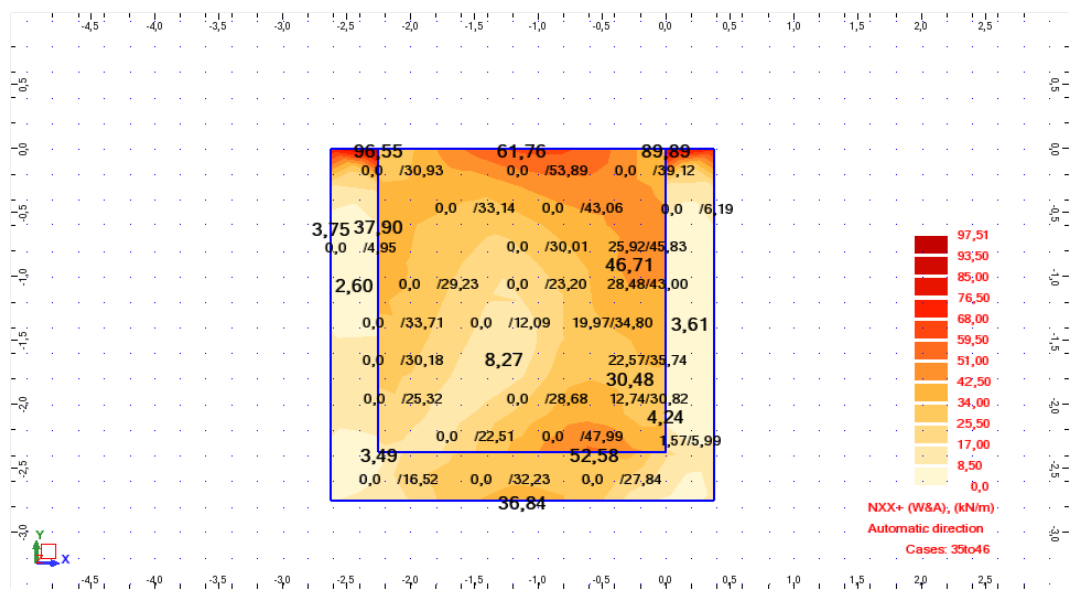
Direção  $x$  – Momento fletor face superior



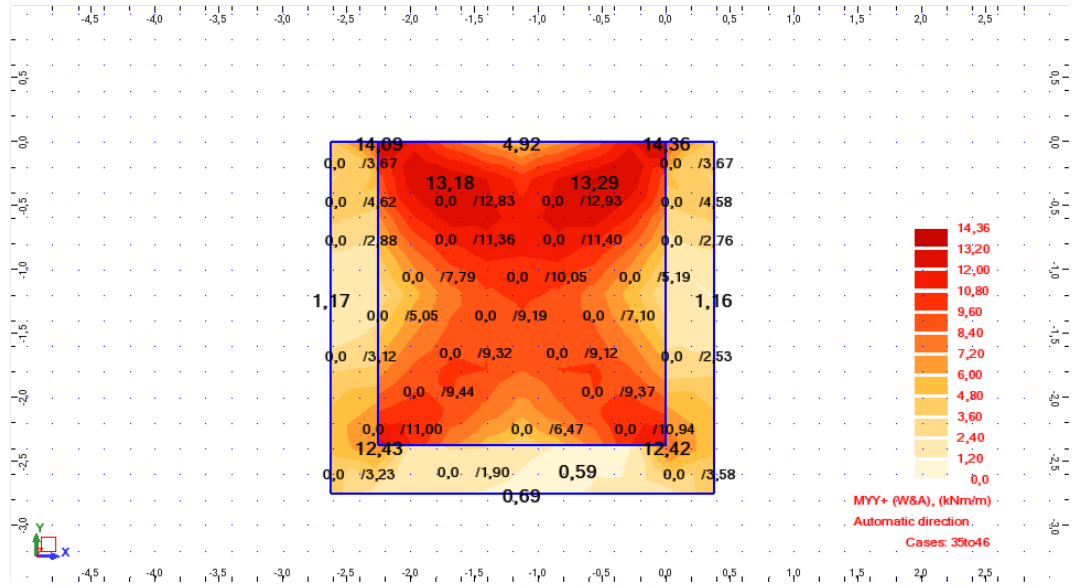
Direção  $x$  – Momento fletor face inferior



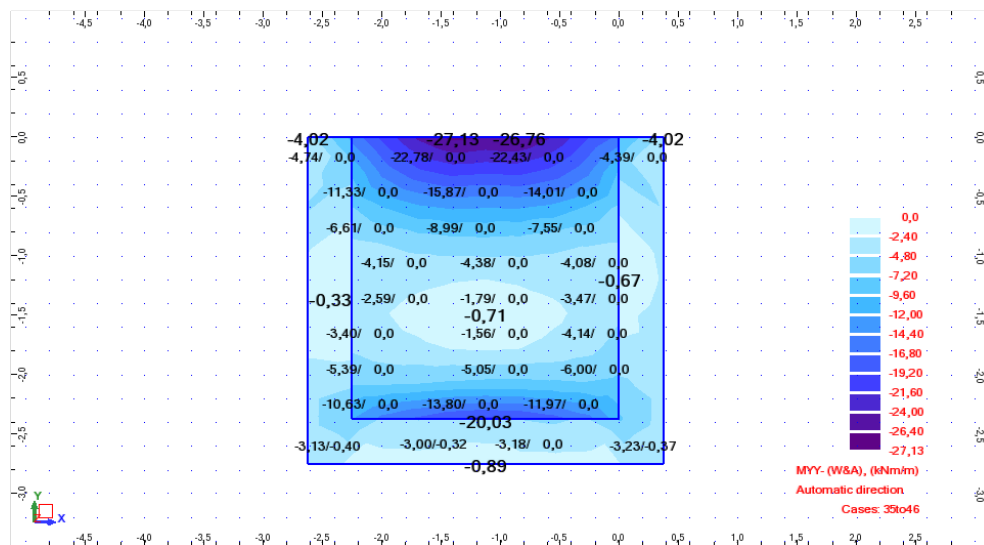
Direção x – Axial (tração)



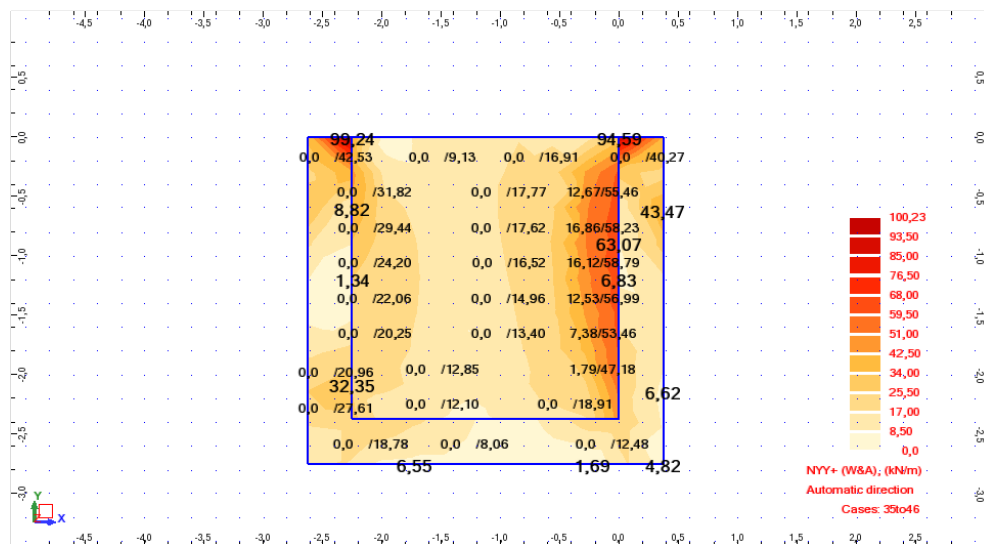
Direção y – Momento fletor face superior



### Direção y – Momento fletor face inferior



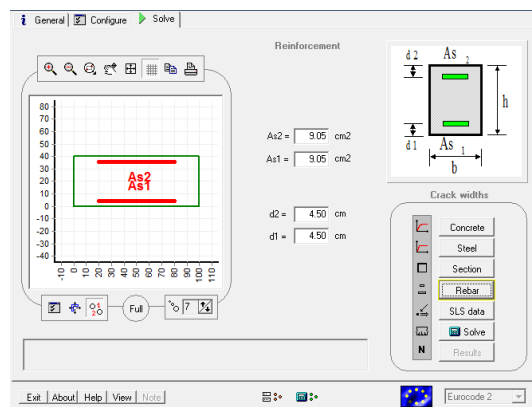
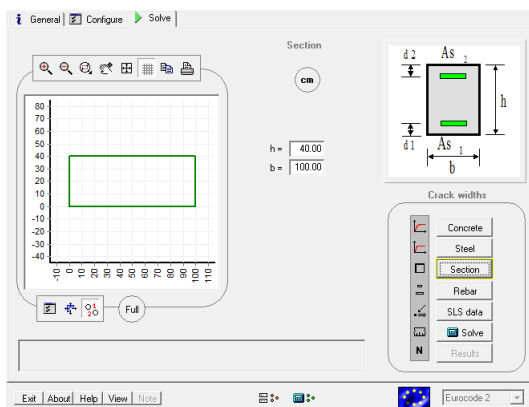
### Direção y – Axial (tração)



### Armadura Corrente Face Superior e Inferior

→  $\phi 12/0,125$

### Direção x e y





## Direção x

General | Configure | Solve

SLS data

Load cases: 4

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	90	22
L2	-34	-20
L3	-97	13
L4	-97	-8

Loading kind: ☐ Short term ☒ Sustained, Repeated

Bars type: ☐ High bond ☐ Plain

Section type: ☐ Uncracked ☒ Closed cracks

Cracks kind: ☐ Induced ☐ Restrained

Maximal bar diameter: 12 mm

WARNING: N>0 is compression!

Crack widths

Concrete

Steel

Section

Rebar

SLS data

Solve

Results

Exit | About | Help | View | Note

Eurocode 2

General | Configure | Solve

Results: Crack widths

Legend

- es - mean steel strain for Bar
- ec - concrete strain
- Sm - average final crack spacing
- Wm - average crack width for bar axis
- Wk - design crack width for bar axis
- Ws - design crack width for section surface

Load	Bar	es [μ/oo]	ec [μ/oo]	Sm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	2	0.31	-0.06	206.425	0.06432	0.10934	0.12444
L2	1	0.21	-0.06	200.160	0.04270	0.07259	0.08305
L3	2	0.25	-0.01	214.439	0.05340	0.09078	0.10261
L4	1	0.21	No	244.715	0.05019	0.08532	0.09510

Crack widths

Concrete

Steel

Section

Rebar

SLS data

Solve

Results

Hint: Effective tension zone is blue colored!

Exit | About | Help | View | Note

Eurocode 2

## Direção y

General | Configure | Solve

SLS data

Load cases: 4

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	-30	15
L2	-15	-28
L3	-100	10
L4	-100	-11

Loading kind: ☐ Short term ☒ Sustained, Repeated

Bars type: ☐ High bond ☐ Plain

Section type: ☐ Uncracked ☒ Closed cracks

Cracks kind: ☐ Induced ☐ Restrained

Maximal bar diameter: 12 mm

WARNING: N>0 is compression!

Crack widths

Concrete

Steel

Section

Rebar

SLS data

Solve

Results

Exit | About | Help | View | Note

Eurocode 2

General | Configure | Solve

Results: Crack widths

Legend

- es - mean steel strain for Bar
- ec - concrete strain
- Sm - average final crack spacing
- Wm - average crack width for bar axis
- Wk - design crack width for bar axis
- Ws - design crack width for section surface

Load	Bar	es [μ/oo]	ec [μ/oo]	Sm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	2	0.17	-0.04	201.066	0.03950	0.05695	0.06512
L2	1	0.25	-0.08	199.171	0.05021	0.08535	0.09799
L3	2	0.23	No	231.358	0.05253	0.08930	0.09033
L4	1	0.24	No	224.468	0.05303	0.09014	0.09128

Crack widths

Concrete

Steel

Section

Rebar

SLS data

Solve

Results

Hint: Effective tension zone is blue colored!

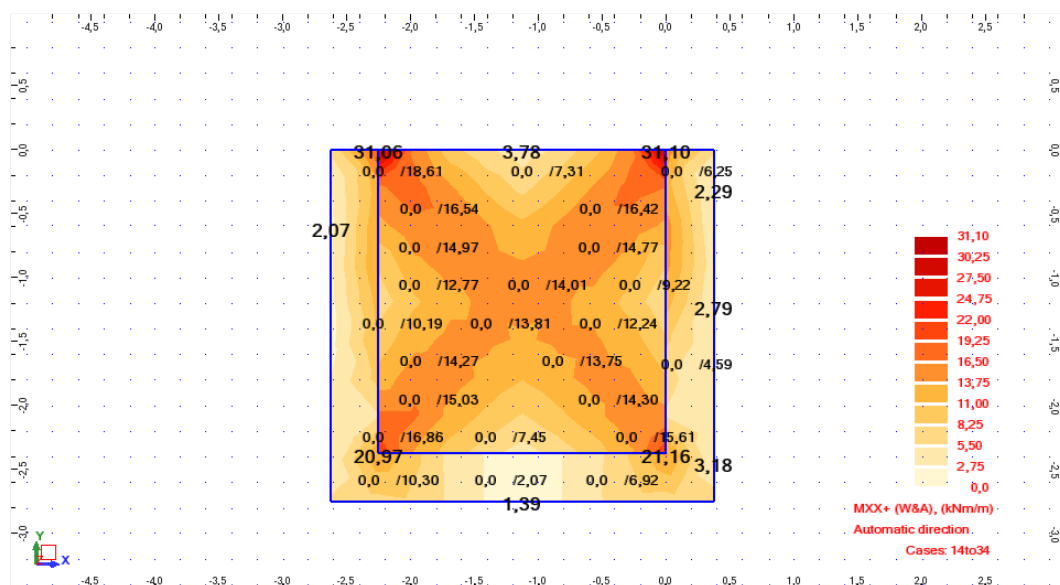
Exit | About | Help | View | Note

Eurocode 2

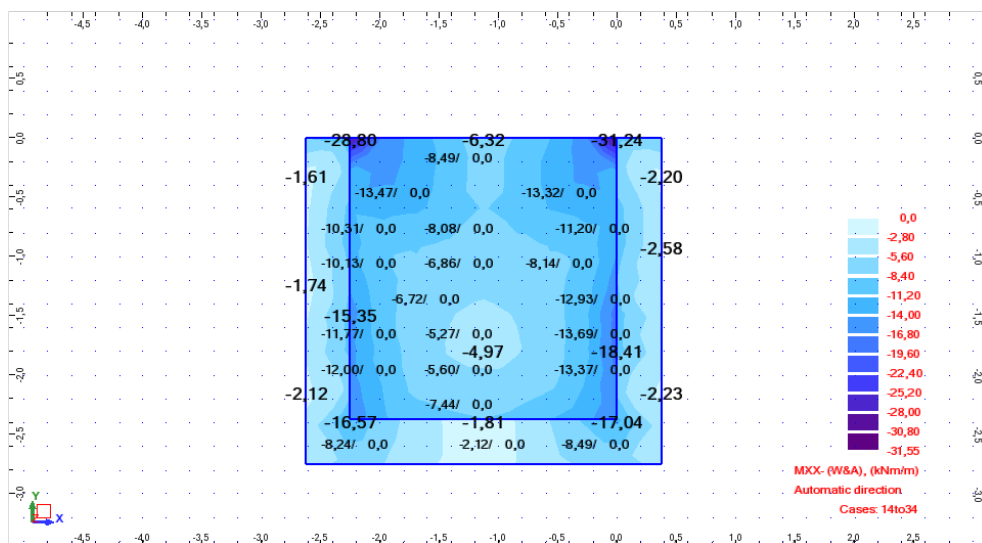
## ELU Flexão

Após dimensionar a armadura da laje para resistir à fendação, verificou-se se essa armadura seria suficiente para resistir aos esforços de flexão atuantes na laje.

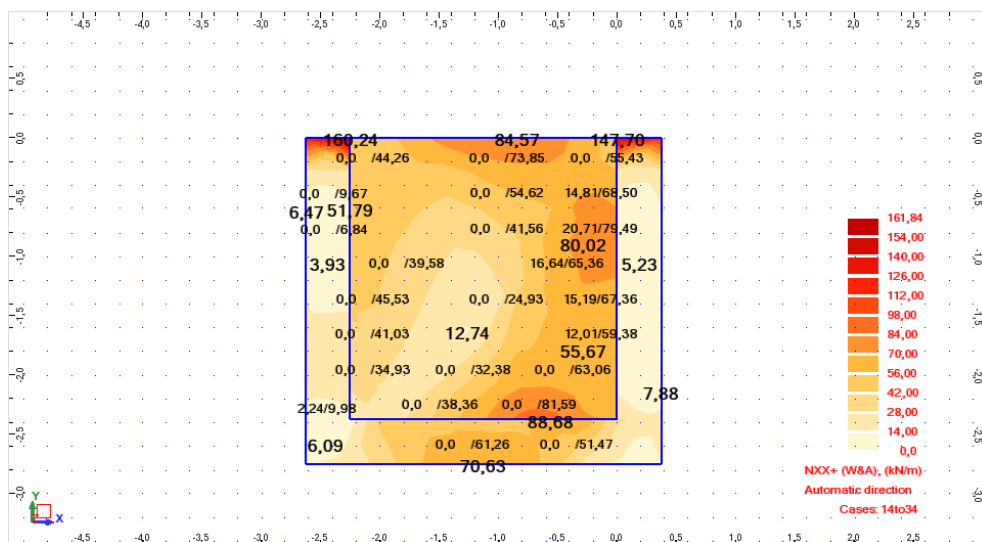
## Direção x – Momento fletor face superior



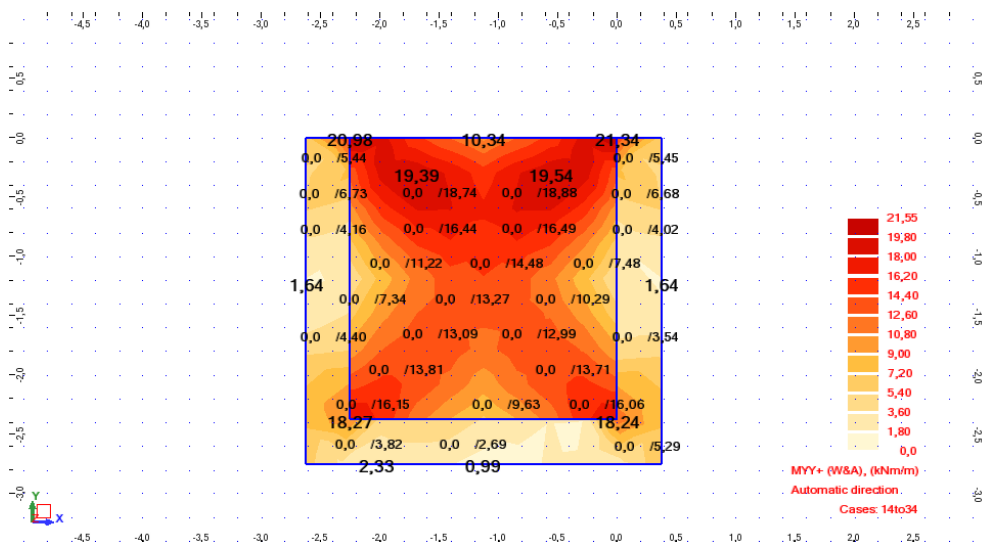
Direção  $x$  – Momento fletor face inferior



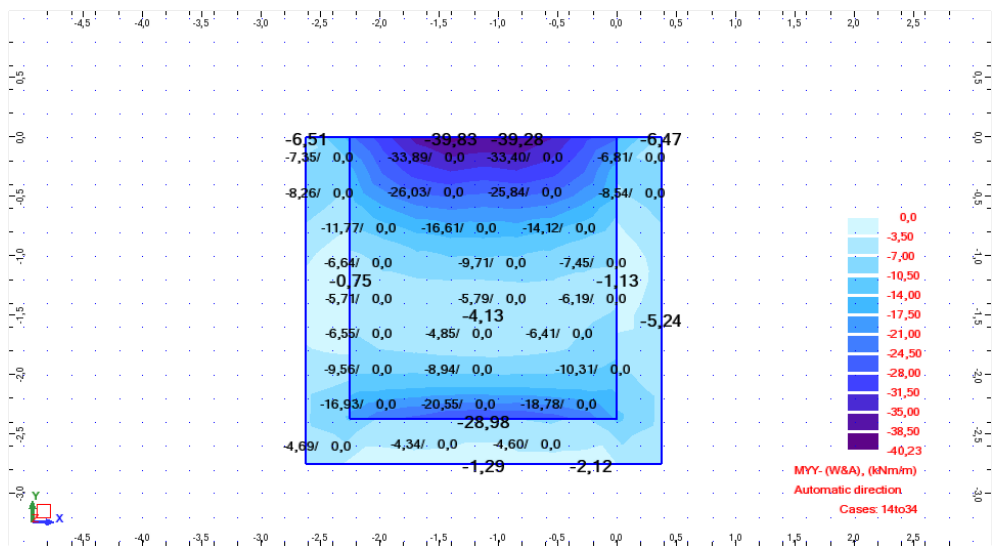
Direção  $x$  – Axial (tração)



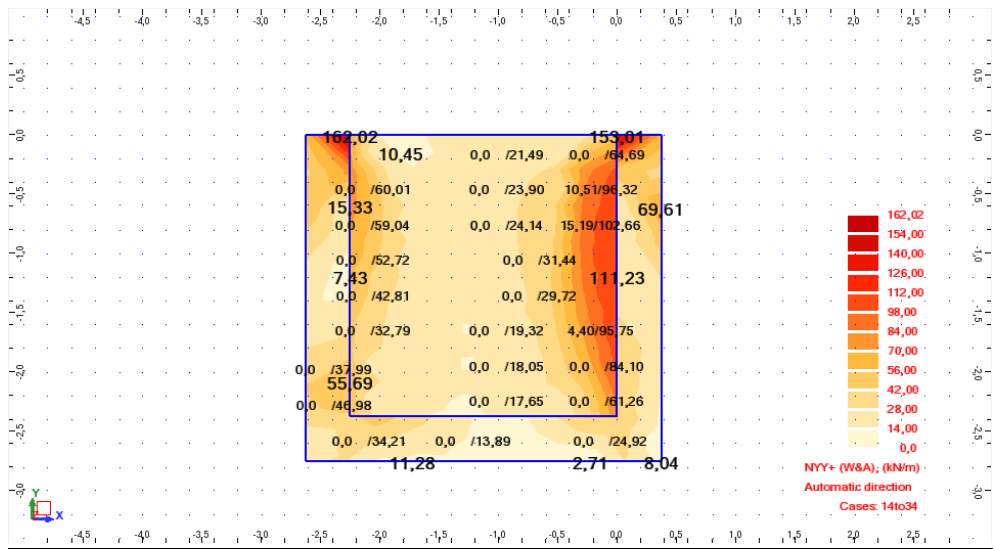
Direção  $y$  – Momento fletor face superior



Direção y – Momento fletor face superior



Direção y – Axial (tração)

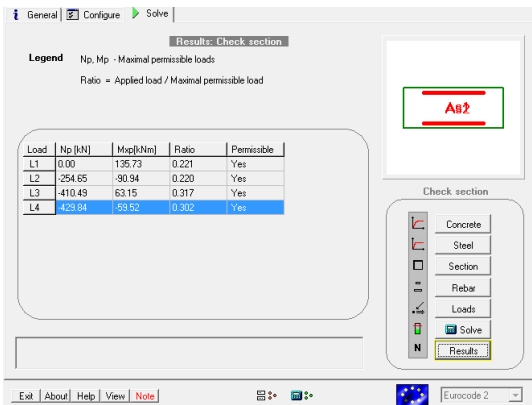
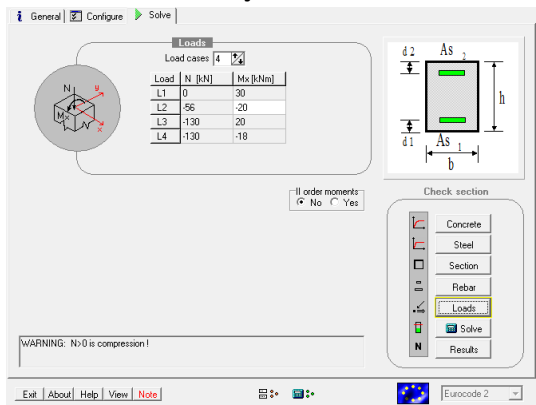


Armadura Corrente Face Superior e Inferior

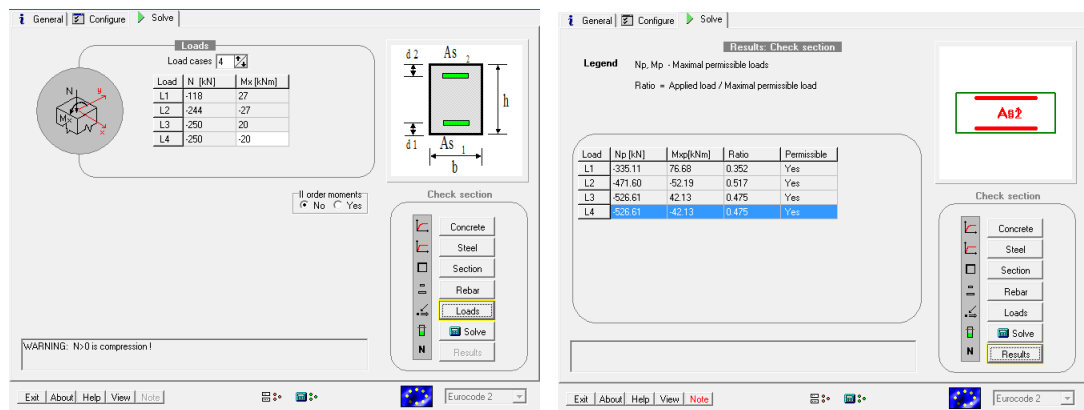
→  $\phi 12//0,125$

Direção x e y

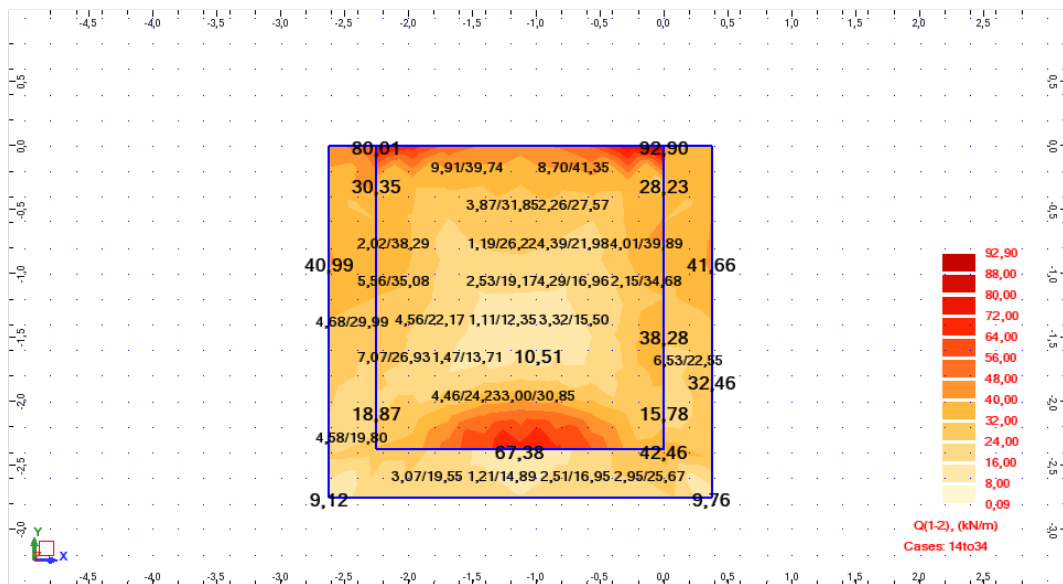
Direção x



## Direção y



## ELU Esforço Transverso



### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed} =$	92,9	kN		
$b =$	1,00	m		
$h =$	0,40	m		
$d =$	0,360	m		
$Asl =$	9,05	cm <sup>2</sup>		
$f_{ck} =$	35,0	MPa	$k =$	1,745 $\leq 2,0$
$f_{yk} =$	500,0	MPa		0,00251 $\leq 0,02$
$\theta =$	30,0	°	$f_{cd} =$	23,3 MPa
$\alpha =$	90,0	°	$f_{syd} =$	435,0 MPa

### Esforço transverso resistente da secção de betão

$$V_{Rd,c} = 155,66 \text{ kN}$$

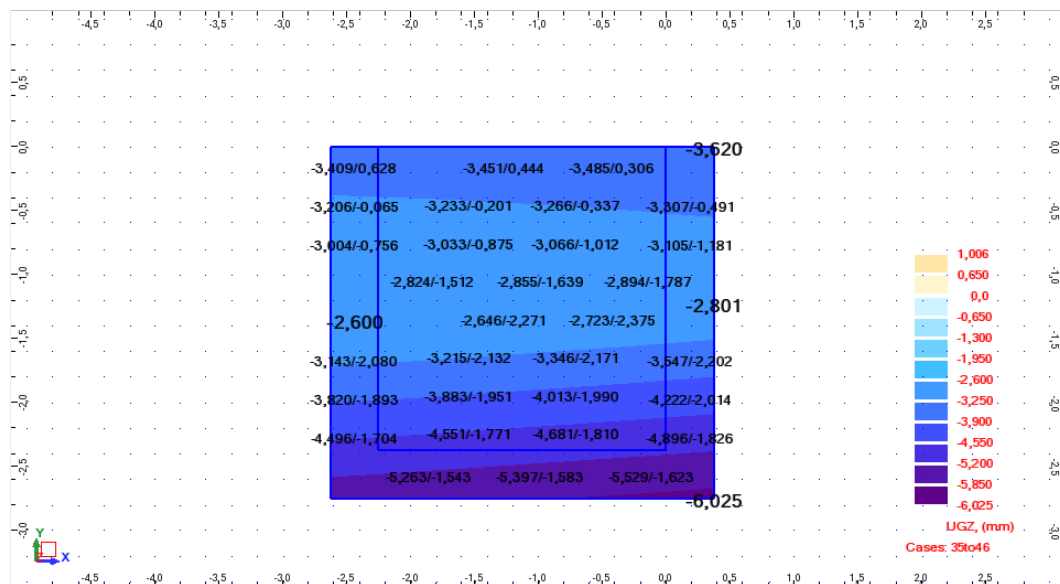
$$V_{Rd,c,min} = 171,88 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 2167,20 \text{ kN}$$

Não é necessária armadura de esforço transverso

ELS Deformação

A deformação máxima experimentada pelas lajes de fundo está limita aos deslocamentos máximos do solo de fundação. O mapa seguinte apresenta a deformação máxima experimentada pela laje LM1 para a envolvente de combinações de serviço.



$$\Delta_{V,elástica} = 6,025 - 3,62 = 2,405 \text{ mm}$$

$$\Delta_{V,tempo infinito} = 2,405 \times 2,5 = 6,0125 \text{ mm} < \Delta_{V,máx} = 10 \text{ mm (Assentamento máximo do solo)}.$$

Solução de armadura adotada:

$$A_{s,sup} - Dir. x = \phi 12 // 0,125 (9,05 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

$$A_{s,sup} - Dir. y = \phi 12 // 0,125 (9,05 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

$$A_{s,inf} - Dir. x = \phi 12 // 0,125 (9,05 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

$$A_{s,inf} - Dir. y = \phi 12 // 0,125 (9,05 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

CÁLCULO DE PAREDES

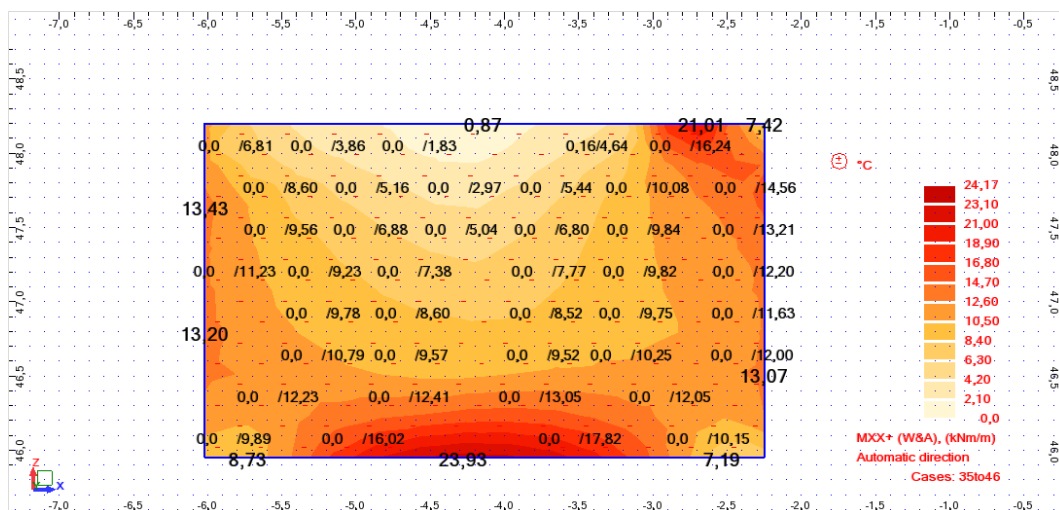
Tal como as lajes de fundo, as paredes da estação elevatória foram dimensionadas recorrendo ao Gala Reinforcement, combinando os esforços de flexão com a tração que atuam sobre elas.

Parede PR2 –  $esp = 0,25\text{ m}$

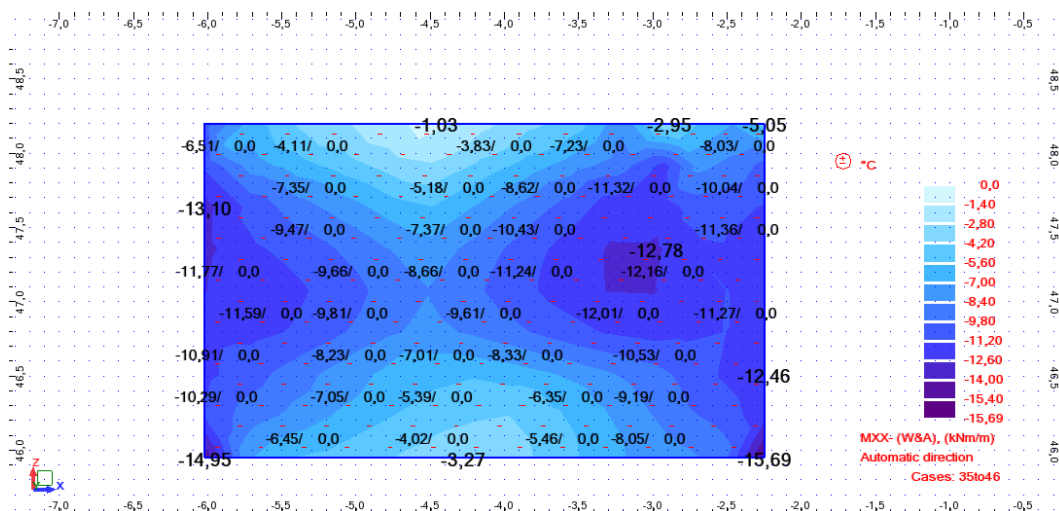
### ELS Fendihação

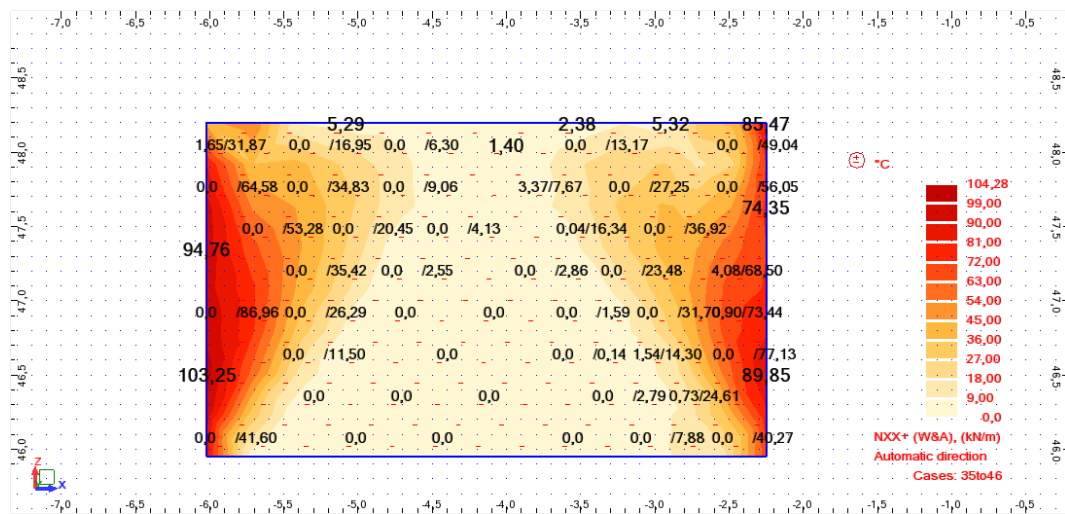
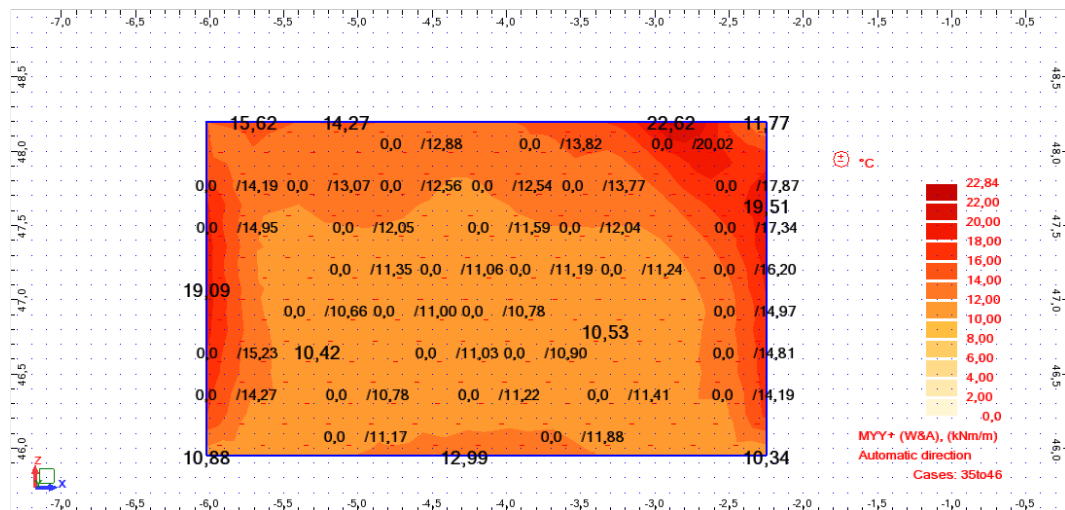
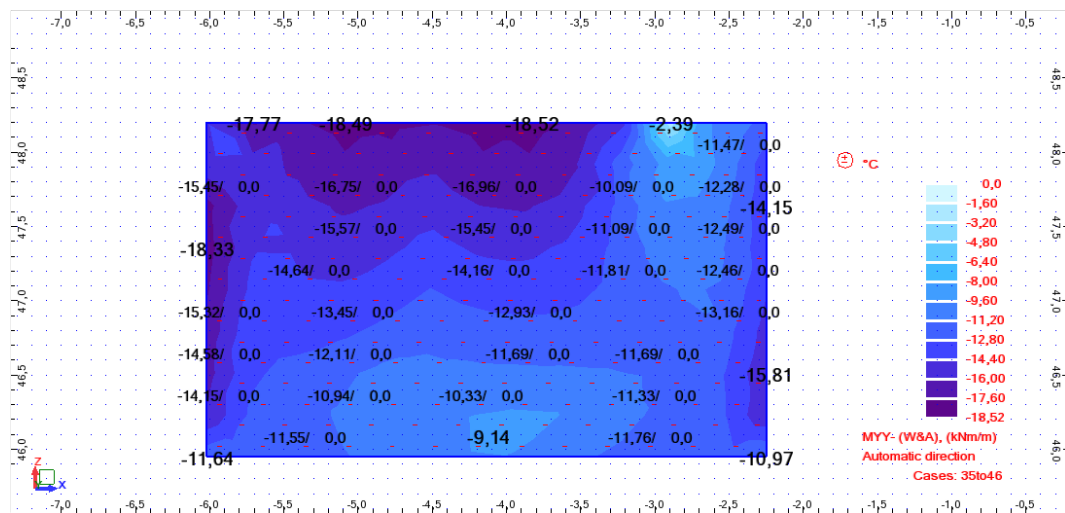
No caso da parede PR2, a largura de fendas foi limitada a  $0,30\text{ mm}$  por não se encontrar em contacto com a água.

Direção  $x$  (vertical) – Momento fletor face exterior

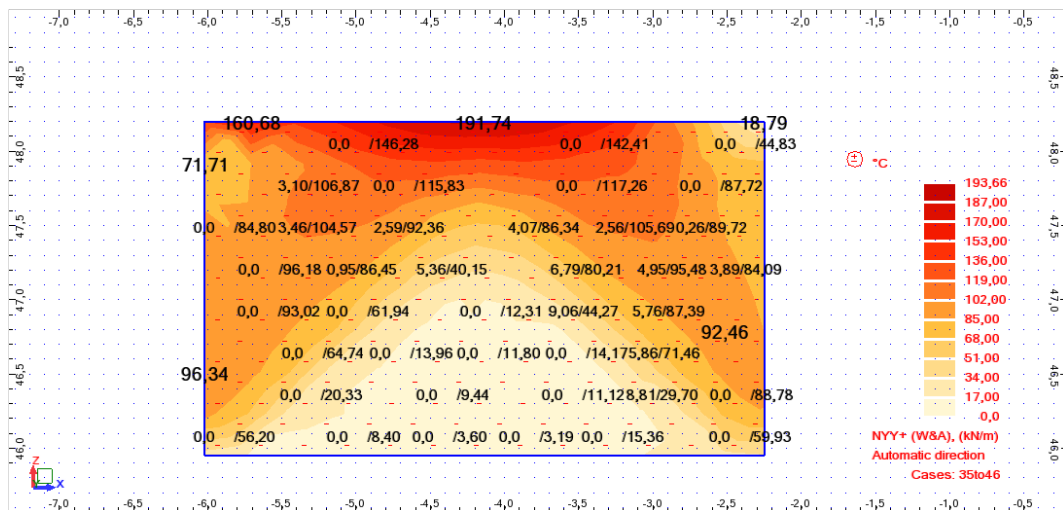


Direção  $x$  (vertical) – Momento fletor face interior



Direção  $x$  (vertical) – Axial (tração)Direção  $y$  (horizontal) – Momento fletor face exteriorDireção  $y$  (horizontal) – Momento fletor face interior

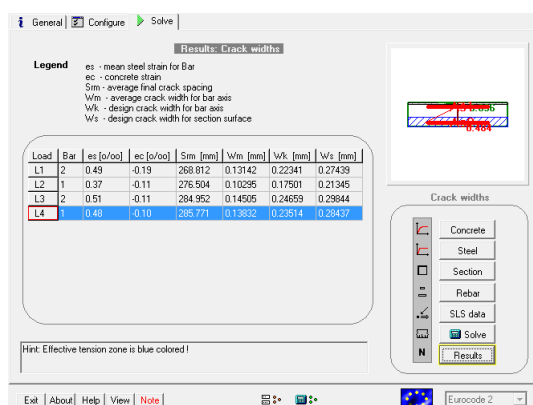
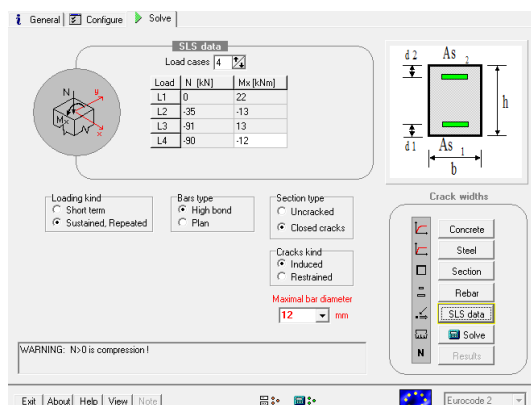
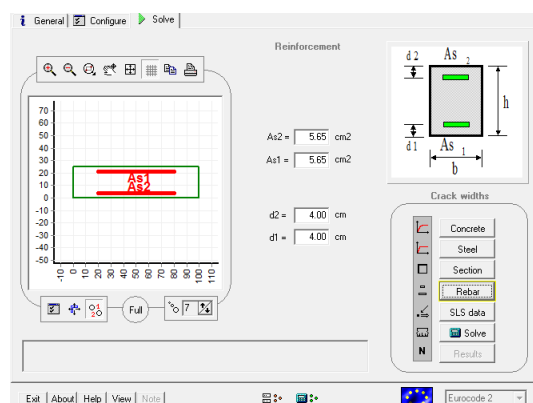
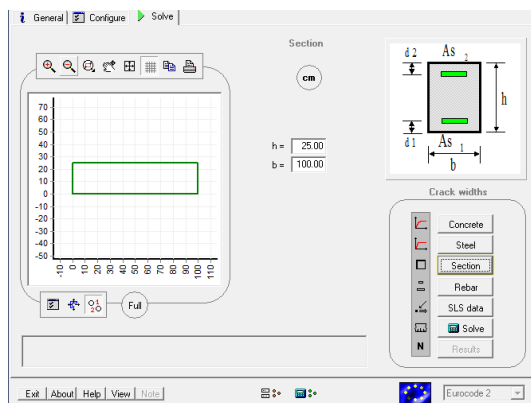
## Direção y (horizontal) – Axial (tração)



## Armadura Corrente Face Interior e Exterior

→  $\phi 12/0,20$

## Direção x – Vertical

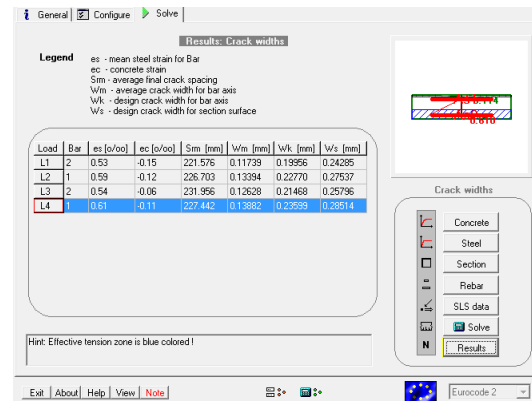
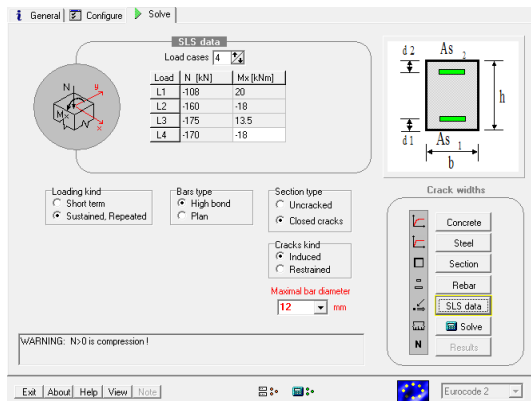




Armadura Corrente Face Interior e Exterior

→  $\phi 12//0,15$ 

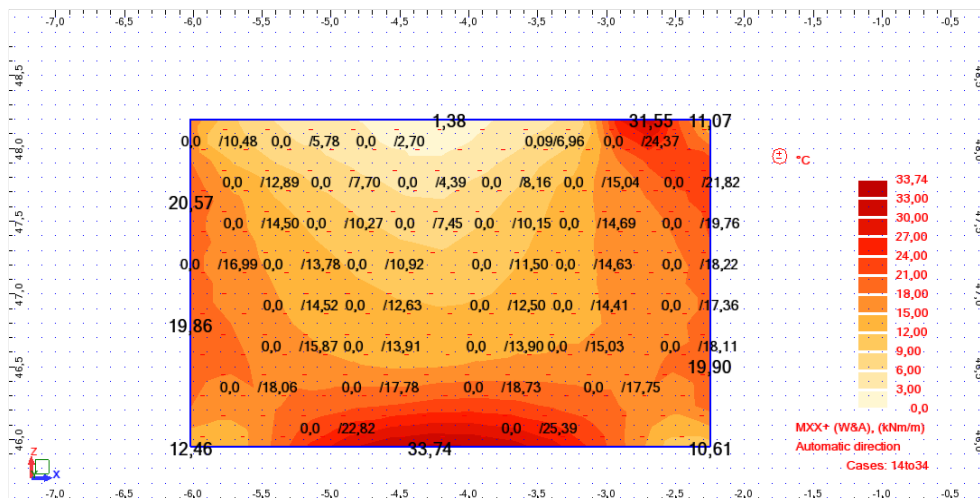
Direção y – Horizontal



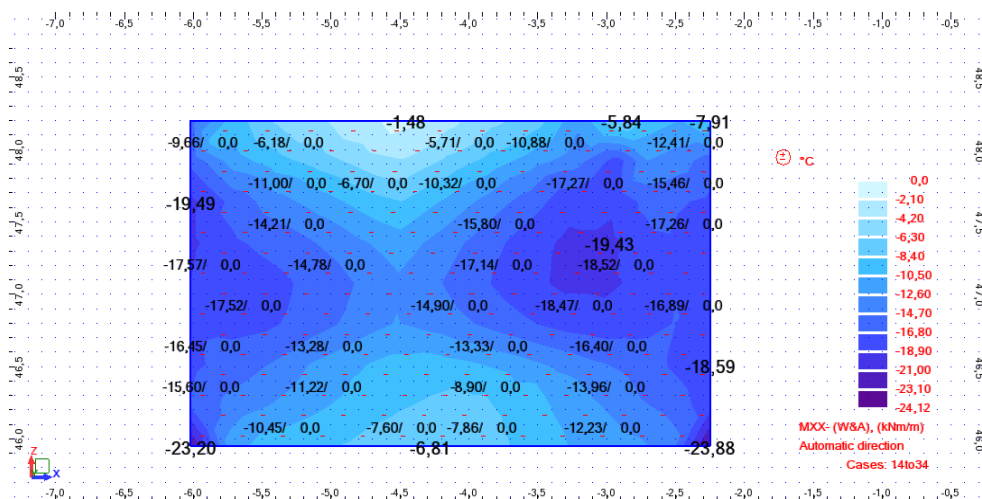
## ELU Flexão

Após dimensionar a armadura da parede para resistir à fendihação, verificou-se se essa armadura seria suficiente para resistir aos esforços de flexão atuantes na parede.

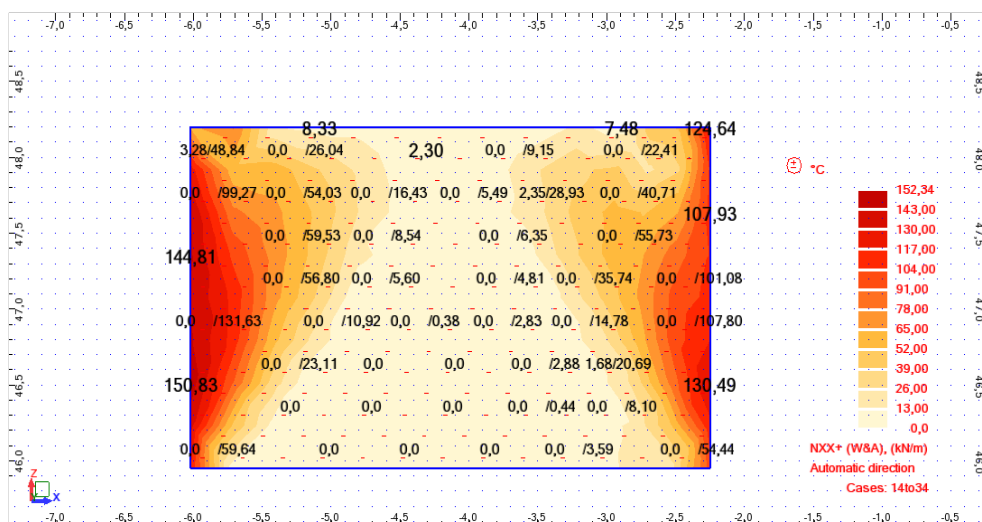
Direção x (vertical) – Momento fletor face exterior



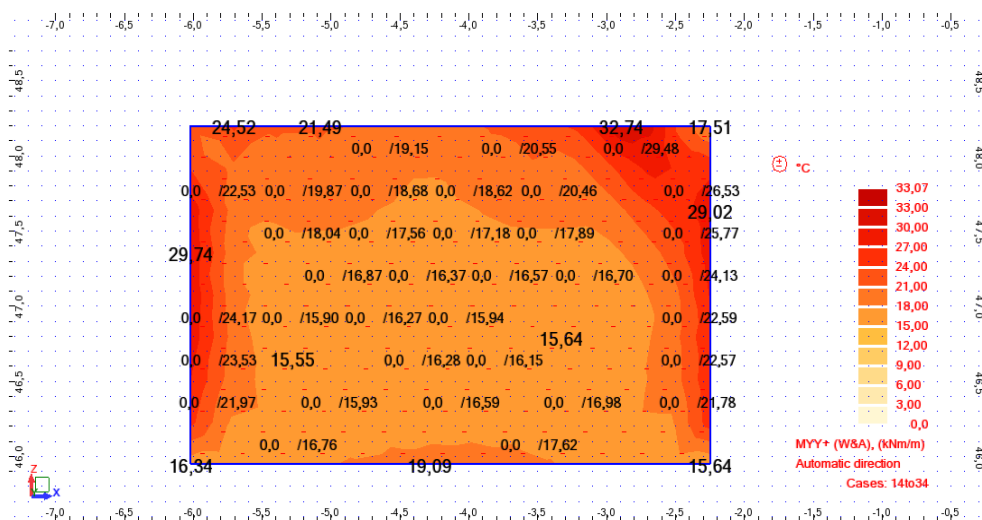
Direção x (vertical) – Momento fletor face interior



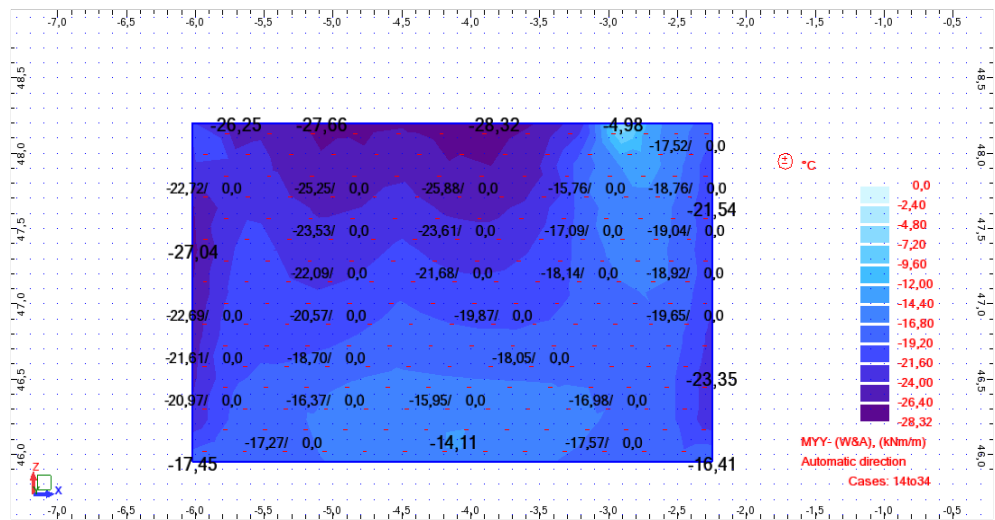
Direção x (vertical) – Axial (tração)



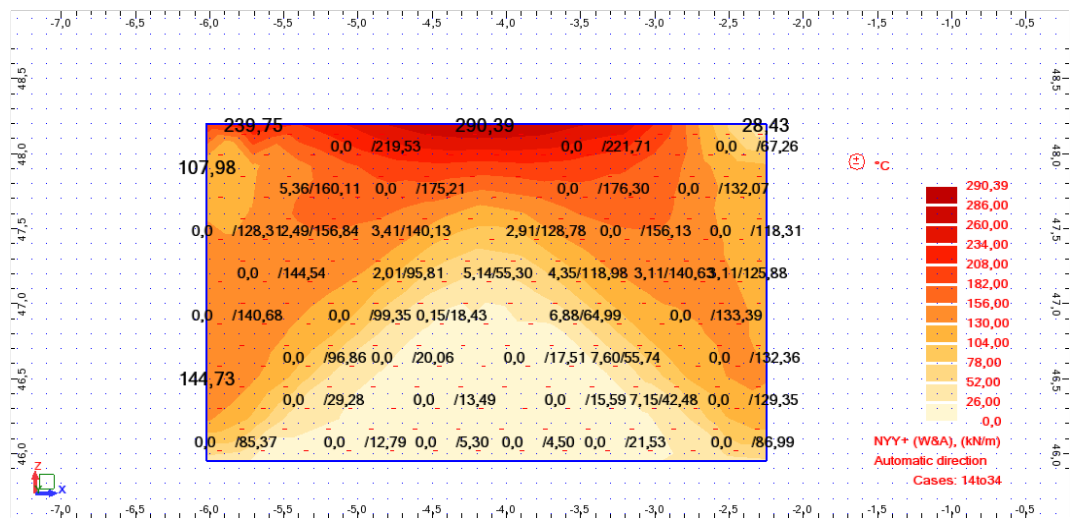
Direção y (horizontal) – Momento fletor face exterior



Direção y (horizontal) – Momento fletor face interior



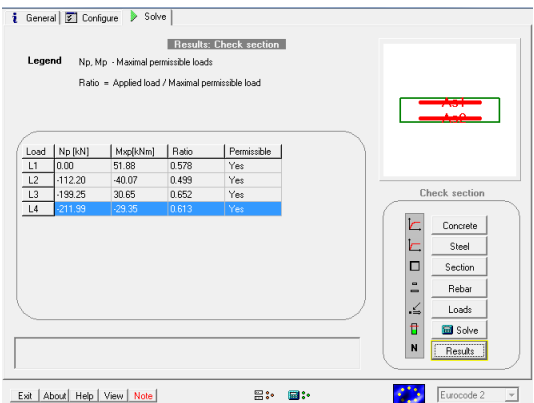
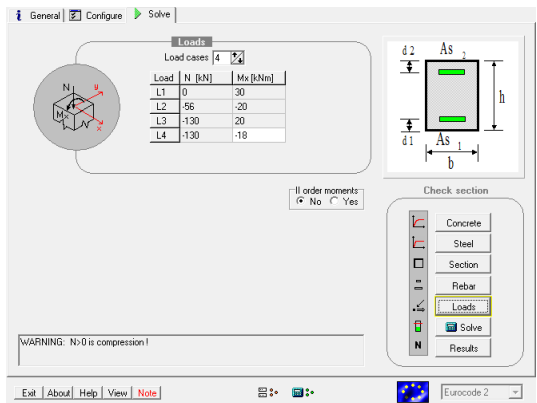
Direção y (horizontal) – Axial (tração)



Armadura Corrente Face Interior e Exterior

→  $\phi 12//0,20$

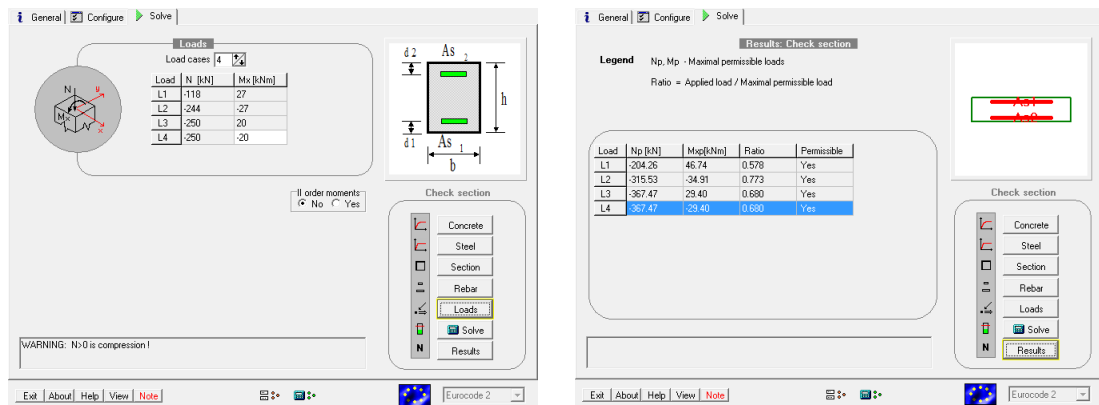
Direção x – Vertical



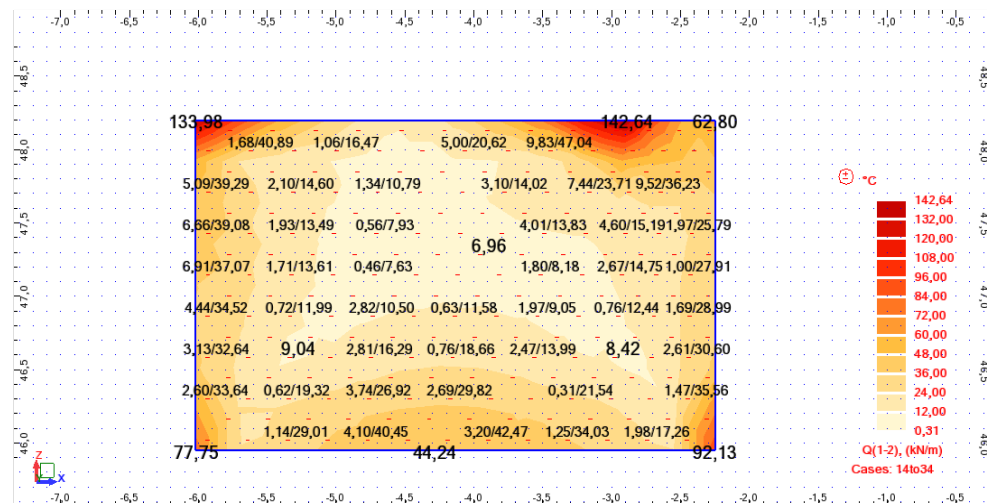
Armadura Corrente Face Interior e Exterior

→  $\phi 12//0,15$

Direção y – Horizontal



## ELU Esforço Transverso



### Armadura de Corte EC2

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 120 \text{ kN} \\ b &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 0,25 \text{ m} \\ d &= 0,210 \text{ m} \\ A_{sl} &= 5,65 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$k = 1,976 \leq 2,0$$

$$0,00269 \leq 0,02$$

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35,0 \text{ MPa} \\ f_{yk} &= 500,0 \text{ MPa} \\ \theta &= 30,0^\circ \\ \alpha &= 90,0^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 23,3 \text{ MPa} \\ f_{syd} &= 435,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

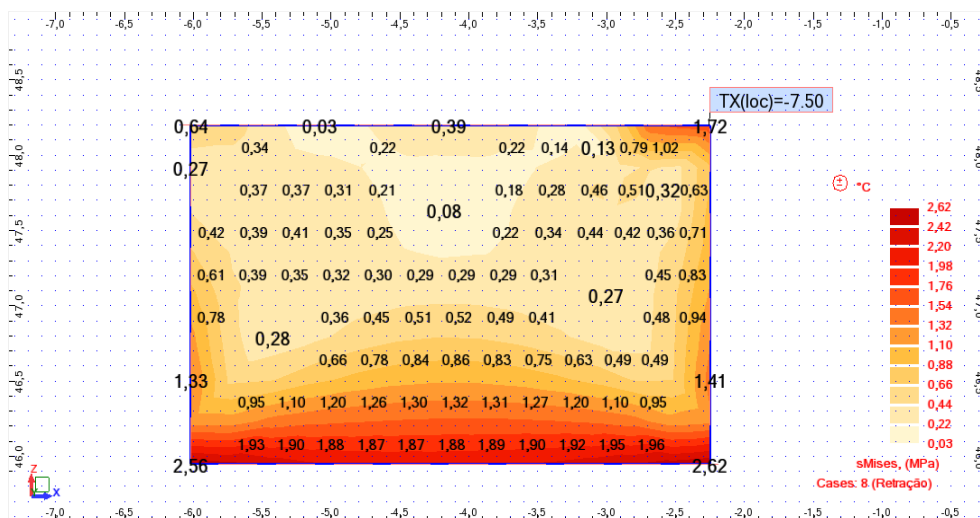
### Esforço transverso resistente da secção de betão

$$V_{Rd,c} = 105,15 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 120,77 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1264,20 \text{ kN}$$

Não é necessária armadura de esforço transverso

Direção horizontal – Cálculo do efeito da retração

Da ação da retração resultam tensões no betão. Estas tensões são mais elevadas na zona da parede junto à laje de fundo.

A tensão máxima experimentada pelo betão é inferior ao  $f_{ctm}$ , logo, não há necessidade de adicionar armadura devido ao efeito da retração.

Solução de armadura adotada:

$$A_{s,vertical} - Ext. = \phi 12 / 0,20 \text{ (5,65 cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s,vertical} - Int. = \phi 12 / 0,20 \text{ (5,65 cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s,horizontal} - Ext. = \phi 12 / 0,15 \text{ (7,54 cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s,horizontal} - Int. = \phi 12 / 0,15 \text{ (7,54 cm}^2\text{/m)}$$

## CAPÍTULO 8

### CONCLUSÃO

#### 8.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estágio realizado na CCAD revelou ser uma etapa fundamental no percurso académico, pois permitiu ter o primeiro contacto com a realidade do trabalho de um gabinete de projeto de estruturas.

O estágio consistiu em integrar o estudante na equipa de projeto. Isto permitiu conhecer todas as fases de projeto adquirindo capacidade e método de trabalho, características que serão da maior importância em trabalhos futuros.

Tendo em consideração as necessidades da empresa, foram elaborados diferentes projetos de estabilidade, considerando todas as exigências para que as estruturas cumpram as funções para as quais foram projetadas. O estudante esteve afeto a esses projetos com o acompanhamento permanente de engenheiros experientes, o que permitiu adquirir novos conhecimentos que aliados aos já adquiridos no decorrer do percurso académico o preparam para os trabalhos que poderá vir a desenvolver no futuro.

Com esta experiência não foram adquiridos apenas conhecimentos técnicos pois permitiu desenvolver aptidões pessoais resultantes do trabalho diário e relacionamento com profissionais da mesma área.

Com a realização do estágio foi possível concluir que o trabalho de um projetista de estruturas é um trabalho de aprendizagem contínua, pois os conhecimentos técnicos resultantes da prática são essenciais para uma melhor compreensão, do comportamento das estruturas.

Com o desenvolvimento dos projetos e a redação deste relatório, pode concluir-se que os objetivos propostos pela empresa e pelo estudante foram cumpridos.

#### 8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com o decorrer do estágio foi possível observar que no mercado da construção impera uma política de eficiência. Consequência disso são os prazos para a elaboração dos projetos, cada vez mais curtos e com mais conteúdo. Esta política poderá, em parte, estar relacionada com o aparecimento de *softwares* de

cálculo automático que diminuindo o tempo de cálculo, diminuem também o tempo disponibilizado para a elaboração dos projetos.

Ainda no âmbito do estágio, foi proposta a realização de uma ação de formação de iniciação ao programa *Autodesk Revit* que permitiu perceber que é um *software* bastante importante no que concerne ao desenho e à compatibilização das várias especialidades. O *Revit* poderá vir a ter um papel mais preponderante, no ramo das estruturas, quando a compatibilização com o *Robot* se realizar de forma perfeita.

O descrito anteriormente foi consciencializador da atual realidade da Engenharia Civil em Portugal e no mundo. É importante um constante investimento na formação ao nível de *software*, bem como um estudo continuado de novas soluções estruturais e das normativas dos diferentes países mundiais. Sendo a área da Engenharia cada vez mais uma área mundial impera a necessidade de acompanharmos os desenvolvimentos e as exigências que surgem todos os dias, caso contrário corremos o risco de nos tornarmos obsoletos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] CCAD – Serviços de Engenharia, Lda [Online]. Available: <http://www.ccad.pt/>, 2017.
- [2] Fernandes M., “Projetos de Estabilidade e Fundações”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Outubro 2014.
- [3] Gala Reinforcement [online]. Available: <http://www.alashki.com/software.htm>, 2017.
- [4] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas”, Dezembro de 2009;
- [5] Félix C., “Estrutura de Betão”, Apontamentos da disciplina Estruturas de Betão 1 e 2, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Outubro 2010.
- [6] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, Dezembro de 2009;
- [7] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções gerais. Acções do vento”, Março de 2010;
- [8] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, Março de 2010;
- [9] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 7: Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais”, Março de 2010;
- [10] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 2: Projectos de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Março de 2010;
- [11] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1-5: Acções térmicas”, Dezembro de 2009;
- [12] Appleton J. (2013). “Estruturas de Betão”. ORION.
- [13] Barros H., Figueiras J. (2010). “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2”. Porto. FEUP edições.

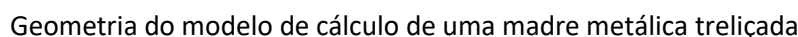


- [14] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Março de 2010;
- [15] Azevedo V., “Dimensionamento de Uma Cobertura em Elementos Estruturais de Aço Enformados a Frio”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Outubro de 2015.
- [16] Simões R. A. (2014). Dimensionamento de Estruturas Metálicas. CMM – Associação Portuguesa de Construção metálica e Mista.

## **ANEXO I – CÁLCULOS E RESULTADO – CONTINENTE DE BEJA**



### Madre 1.1

[illegible]

Corda Inferior

MADRE 1.1																			
Corda Inferior		Perfis	Cantoneiras		af. Perfis (cm)		4												
Barra	Caso	N (kN)	L (m)	Secção	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>normal</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>mínimo</sub> (cm <sup>4</sup> )	g (cm)	I <sub>conjunto</sub> (cm <sup>4</sup> )	Plano Vertical (secção conjunta)			Plano Horizontal (encurv. local)			Plano Horizontal (encurv. global)			
										L0 (m)	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	L0 (m)	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	L0 (m)	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	
990	9 (C)	-57,1	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95	
990	10 (C)	38,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-	
990	9 (C)	-57,1	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95	
990	10 (C)	38,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-	
991	9 (C)	-92,47	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95	
991	10 (C)	62,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-	
991	9 (C)	-92,47	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95	
991	10 (C)	62,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-	
992	9 (C)	-120,52	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
992	10 (C)	81,8	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
992	9 (C)	-120,52	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
992	10 (C)	81,8	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
993	9 (C)	-138,95	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
993	10 (C)	94,33	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
993	9 (C)	-138,95	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
993	10 (C)	94,33	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
994	9 (C)	-148,22	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
994	10 (C)	100,63	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
994	9 (C)	-148,22	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
994	10 (C)	100,63	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
995	9 (C)	-148,22	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
995	10 (C)	100,63	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
995	9 (C)	-148,22	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
995	10 (C)	100,63	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
996	9 (C)	-138,95	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
996	10 (C)	94,33	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
996	9 (C)	-138,95	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
996	10 (C)	94,33	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
997	9 (C)	-120,52	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
997	10 (C)	81,8	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
997	9 (C)	-120,52	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3	-	213,95	
997	10 (C)	81,8	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3	136,34	-	
998	9 (C)	-92,47	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95	
998	10 (C)	62,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-	
998	9 (C)	-92,47	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95	
998	10 (C)	62,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-	
999	9 (C)	-57,1	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95	
999	10 (C)	38,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-	
999	9 (C)	-57,1	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	-	213,95	0,75	-	213,95	3,15	-	213,95	
999	10 (C)	38,74	1,5	L50x4	3,89	8,97	3,70	1,36	105,77	1,35	124,48	-	0,75	143,41	-	3,15	129,90	-	

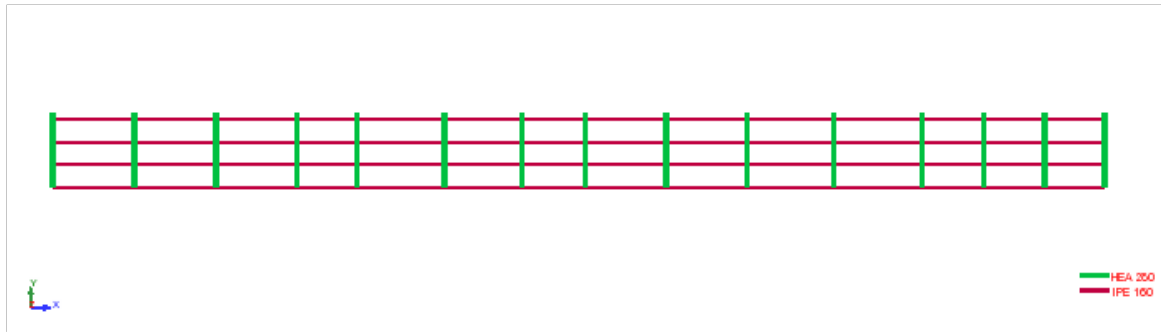
Diagonais

MADRE 1.1													
Diagonais			Perfis	UNP									
Barra	Caso	N (kN)	L (m)	Secção	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>mínimo</sub> (cm <sup>4</sup> )	L0 (m)	Ncr (kN)	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)			
879	9 (C)	-41,39	1,11	U40x35	6,21	6,68	0,999	138,73	-	170,78			
879	10 (C)	27,93	1,11	U40x35	6,21	6,68	0,999	138,73	81,84	-			
879	9 (C)	-41,35	1,11	U40x35	6,21	6,68	0,999	138,73	-	170,78			
879	10 (C)	27,96	1,11	U40x35	6,21	6,68	0,999	138,73	81,84	-			
880	9 (C)	36,41	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-			
880	10 (C)	-24,82	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78			
880	9 (C)	36,37	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-			
880	10 (C)	-24,84	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78			
881	9 (C)	-24,75	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78			
881	10 (C)	16,59	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-			
881	9 (C)	-24,71	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78			
881	10 (C)	16,62	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-			
882	9 (C)	25,44	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-			
882	10 (C)	-17,42	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78			
882	9 (C)	25,4	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-			
882	10 (C)	-17,44	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78			
883	9 (C)	-20,04	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65			
883	10 (C)	13,43	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-			
883	9 (C)	-20,01	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65			
883	10 (C)	13,45	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-			
884	9 (C)	19,65	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-			
884	10 (C)	-13,5	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65			
884	9 (C)	19,62	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-			
884	10 (C)	-13,52	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65			
885	9 (C)	-13,14	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65			
885	10 (C)	8,74	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-			
885	9 (C)	-13,11	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65			
885	10 (C)	8,77	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-			

886	9 (C)	12,95	1,06	U50x25	4,92	2,49	0,954	56,71	40,66	-
886	10 (C)	-8,94	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78
886	9 (C)	12,92	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-
886	10 (C)	-8,97	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78
887	9 (C)	-6,69	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
887	10 (C)	4,36	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
887	9 (C)	-6,66	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
887	10 (C)	4,38	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
888	9 (C)	6,45	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
888	10 (C)	-4,52	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
888	9 (C)	6,42	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
888	10 (C)	-4,54	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
889	9 (C)	-0,13	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
889	10 (C)	-0,1	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
889	9 (C)	-0,1	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
889	10 (C)	-0,08	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
890	9 (C)	-0,1	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
890	10 (C)	-0,08	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
890	9 (C)	-0,13	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
890	10 (C)	-0,1	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
891	9 (C)	6,42	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
891	10 (C)	-4,54	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
891	9 (C)	6,45	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
891	10 (C)	-4,52	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
892	9 (C)	-6,66	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
892	10 (C)	4,38	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
892	9 (C)	-6,69	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
892	10 (C)	4,36	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
893	9 (C)	12,92	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
893	10 (C)	-8,97	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
893	9 (C)	12,95	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
893	10 (C)	-8,94	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
894	9 (C)	-13,11	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
894	10 (C)	8,77	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
894	9 (C)	-13,14	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
894	10 (C)	8,74	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
895	9 (C)	19,62	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
895	10 (C)	-13,52	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
895	9 (C)	19,65	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
895	10 (C)	-13,5	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
896	9 (C)	-20,01	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
896	10 (C)	13,45	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
896	9 (C)	-20,04	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	-	100,65
896	10 (C)	13,43	1,06	U40x20	3,66	1,14	0,954	25,96	20,28	-
897	9 (C)	25,4	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-
897	10 (C)	-17,44	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78
897	9 (C)	25,44	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-
897	10 (C)	-17,42	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78
898	9 (C)	-24,71	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78
898	10 (C)	16,62	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-
898	9 (C)	-24,75	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78
898	10 (C)	16,59	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-
899	9 (C)	36,37	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-
899	10 (C)	-24,84	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78
899	9 (C)	36,41	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	86,45	-
899	10 (C)	-24,82	1,06	U40x35	6,21	6,68	0,954	152,12	-	170,78
925	9 (C)	-41,35	1,11	U40x35	6,21	6,68	0,999	138,73	-	170,78
925	10 (C)	27,96	1,11	U40x35	6,21	6,68	0,999	138,73	81,84	-
925	9 (C)	-41,39	1,11	U40x35	6,21	6,68	0,999	138,73	-	170,78
925	10 (C)	27,93	1,11	U40x35	6,21	6,68	0,999	138,73	81,84	-

## PALA FRENTE DE LOJA

### Vigas e madres



Geometria do modelo de cálculo da pala da frente de loja.

Resultados (verificação de segurança).

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
79 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	92.13	164.32	0.33	25 ELU8	0.00	51 SLS6 - Freq	0.21	57 SLS12 -Rara
90 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.05	153.47	0.44	26 ELU9	0.22	56 SLS11 -Rara	0.09	57 SLS12 -Rara
106 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	85.74	152.93	0.76	27 ELU10	0.26	56 SLS11 -Rara	0.29	57 SLS12 -Rara
107 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	93.34	166.49	0.34	25 ELU8	0.00	57 SLS12 -Rara	0.22	57 SLS12 -Rara
108 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	67.20	119.85	0.48	27 ELU10	0.07	56 SLS11 -Rara	0.06	56 SLS11 -Rara
109 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	82.40	146.97	0.32	26 ELU9	0.10	57 SLS12 -Rara	0.15	57 SLS12 -Rara
110 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	92.13	164.32	0.33	25 ELU8	0.00	56 SLS11 -Rara	0.21	57 SLS12 -Rara
111 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	63.70	113.61	0.13	27 ELU10	0.00	51 SLS6 - Freq	0.07	57 SLS12 -Rara
112 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.35	154.02	0.28	23 ELU6	0.00	51 SLS6 - Freq	0.17	57 SLS12 -Rara
113 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.50	154.29	0.28	23 ELU6	0.00	51 SLS6 - Freq	0.17	57 SLS12 -Rara
114 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.50	154.29	0.28	23 ELU6	0.00	51 SLS6 - Freq	0.17	57 SLS12 -Rara
115 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	64.16	114.43	0.27	26 ELU9	0.00	46 SLS1	0.12	57 SLS12 -Rara
116 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	64.92	115.78	0.28	23 ELU6	0.00	46 SLS1	0.13	57 SLS12 -Rara
117 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	64.92	115.78	0.28	26 ELU9	0.00	57 SLS12 -Rara	0.13	57 SLS12 -Rara
118 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	93.34	166.49	0.72	26 ELU9	0.00	46 SLS1	0.38	57 SLS12 -Rara
119 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	92.13	164.32	0.70	26 ELU9	0.00	51 SLS6 - Freq	0.37	57 SLS12 -Rara
120 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.05	153.47	0.73	26 ELU9	0.57	56 SLS11 -Rara	0.30	57 SLS12 -Rara
121 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	85.74	152.93	0.60	25 ELU8	0.46	56 SLS11 -Rara	0.30	57 SLS12 -Rara
122 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	67.20	119.85	0.48	26 ELU9	0.29	56 SLS11 -Rara	0.14	57 SLS12 -Rara
123 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	82.40	146.97	0.55	26 ELU9	0.05	56 SLS11 -Rara	0.26	57 SLS12 -Rara
124 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	92.13	164.32	0.70	26 ELU9	0.00	57 SLS12 -Rara	0.37	57 SLS12 -Rara
125 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	63.70	113.61	0.26	26 ELU9	0.00	57 SLS12 -Rara	0.12	57 SLS12 -Rara
126 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.35	154.02	0.59	26 ELU9	0.00	46 SLS1	0.30	57 SLS12 -Rara
127 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.50	154.29	0.59	24 ELU7	0.00	56 SLS11 -Rara	0.30	57 SLS12 -Rara
128 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.50	154.29	0.59	26 ELU9	0.00	57 SLS12 -Rara	0.30	57 SLS12 -Rara
129 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	64.16	114.43	0.28	23 ELU6	0.00	51 SLS6 - Freq	0.12	57 SLS12 -Rara
130 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	64.92	115.78	0.28	23 ELU6	0.00	57 SLS12 -Rara	0.13	57 SLS12 -Rara
131 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	64.92	115.78	0.28	26 ELU9	0.00	57 SLS12 -Rara	0.13	57 SLS12 -Rara
132 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	93.34	166.49	0.73	26 ELU9	0.00	57 SLS12 -Rara	0.38	57 SLS12 -Rara
133 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	92.13	164.32	0.70	26 ELU9	0.00	51 SLS6 - Freq	0.37	57 SLS12 -Rara
134 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.05	153.47	0.58	26 ELU9	0.00	57 SLS12 -Rara	0.30	57 SLS12 -Rara
135 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	85.74	152.93	0.58	26 ELU9	0.00	57 SLS12 -Rara	0.30	57 SLS12 -Rara
136 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	67.20	119.85	0.30	24 ELU7	0.00	46 SLS1	0.14	57 SLS12 -Rara
137 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	82.40	146.97	0.52	24 ELU7	0.00	57 SLS12 -Rara	0.26	57 SLS12 -Rara
138 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	92.13	164.32	0.70	23 ELU6	0.00	57 SLS12 -Rara	0.37	57 SLS12 -Rara
139 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	63.70	113.61	0.27	23 ELU6	0.00	57 SLS12 -Rara	0.12	57 SLS12 -Rara
140 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.35	154.02	0.60	26 ELU9	0.00	46 SLS1	0.30	57 SLS12 -Rara
141 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.50	154.29	0.62	26 ELU9	0.00	46 SLS1	0.30	57 SLS12 -Rara
142 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.50	154.29	0.60	24 ELU7	0.00	56 SLS11 -Rara	0.30	57 SLS12 -Rara
143 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	64.16	114.43	0.24	24 ELU7	0.00	51 SLS6 - Freq	0.10	57 SLS12 -Rara
144 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	64.92	115.78	0.23	24 ELU7	0.00	57 SLS12 -Rara	0.11	57 SLS12 -Rara
145 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	64.92	115.78	0.22	24 ELU7	0.00	57 SLS12 -Rara	0.11	57 SLS12 -Rara
146 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	93.34	166.49	0.57	23 ELU6	0.00	57 SLS12 -Rara	0.31	57 SLS12 -Rara
147 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	92.13	164.32	0.55	23 ELU6	0.00	57 SLS12 -Rara	0.30	57 SLS12 -Rara
148 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	86.05	153.47	0.45	23 ELU6	0.00	57 SLS12 -Rara	0.24	57 SLS12 -Rara
149 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	85.74	152.93	0.45	23 ELU6	0.00	57 SLS12 -Rara	0.24	57 SLS12 -Rara
150 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	67.20	119.85	0.24	24 ELU7	0.00	57 SLS12 -Rara	0.12	57 SLS12 -Rara
151 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	82.40	146.97	0.40	24 ELU7	0.00	51 SLS6 - Freq	0.22	57 SLS12 -Rara
152 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	92.13	164.32	0.55	24 ELU7	0.00	56 SLS11 -Rara	0.30	57 SLS12 -Rara
153 Madres Frente	OK IPE 160	S 275	63.70	113.61	0.21	24 ELU7	0.00	57 SLS12 -Rara	0.10	57 SLS12 -Rara

154 Madres Fren	96	IPE 160	S 275	86.35	154.02	0.47	24 ELU7	0.00	46 SLS1	0.25	57 SLS12 -Rara
155 Madres Fren	96	IPE 160	S 275	86.50	154.29	0.47	23 ELU6	0.00	51 SLS6 - Freq	0.25	57 SLS12 -Rara
156 Madres Fren	96	IPE 160	S 275	86.50	154.29	0.51	23 ELU6	0.00	56 SLS11 -Rara	0.25	57 SLS12 -Rara
625 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.29	27 ELU10	0.00	54 SLS9 -Rara	0.06	57 SLS12 -Rara
626 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.55	27 ELU10	0.01	57 SLS12 -Rara	0.10	57 SLS12 -Rara
627 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.52	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.10	57 SLS12 -Rara
628 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.62	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.12	57 SLS12 -Rara
629 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.71	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.13	57 SLS12 -Rara
630 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.69	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.14	57 SLS12 -Rara
631 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.65	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.14	57 SLS12 -Rara
632 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.78	27 ELU10	0.00	56 SLS11 -Rara	0.18	57 SLS12 -Rara
633 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.51	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.10	57 SLS12 -Rara
634 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.67	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.13	57 SLS12 -Rara
635 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.60	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.12	57 SLS12 -Rara
636 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.59	27 ELU10	0.00	46 SLS1	0.11	57 SLS12 -Rara
637 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.66	27 ELU10	0.00	46 SLS1	0.13	57 SLS12 -Rara
638 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.72	27 ELU10	0.01	57 SLS12 -Rara	0.13	57 SLS12 -Rara
639 Vigas Frente	96	HEA 280	S 275	86.87	6.50	0.38	27 ELU10	0.01	57 SLS12 -Rara	0.07	57 SLS12 -Rara
1386 Madres Fre	96	IPE 160	S 275	64.92	115.78	0.13	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.07	57 SLS12 -Rara
1387 Madres Fre	96	IPE 160	S 275	64.92	115.78	0.13	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.07	57 SLS12 -Rara
1392 Madres Fre	96	IPE 160	S 275	64.16	114.43	0.13	27 ELU10	0.00	57 SLS12 -Rara	0.07	57 SLS12 -Rara





## **ANEXO II – CÁLCULOS E RESULTADO – CONTINENTE BOM DIA DE BUARCOS**

## CÁLCULO DE LAJES

### Laje LM1.0

### ELU Flexão

### Reforço da armadura superior na zona dos pilares devido a esforços de flexão

### Momento fletor resistente – Armadura geral + Reforço

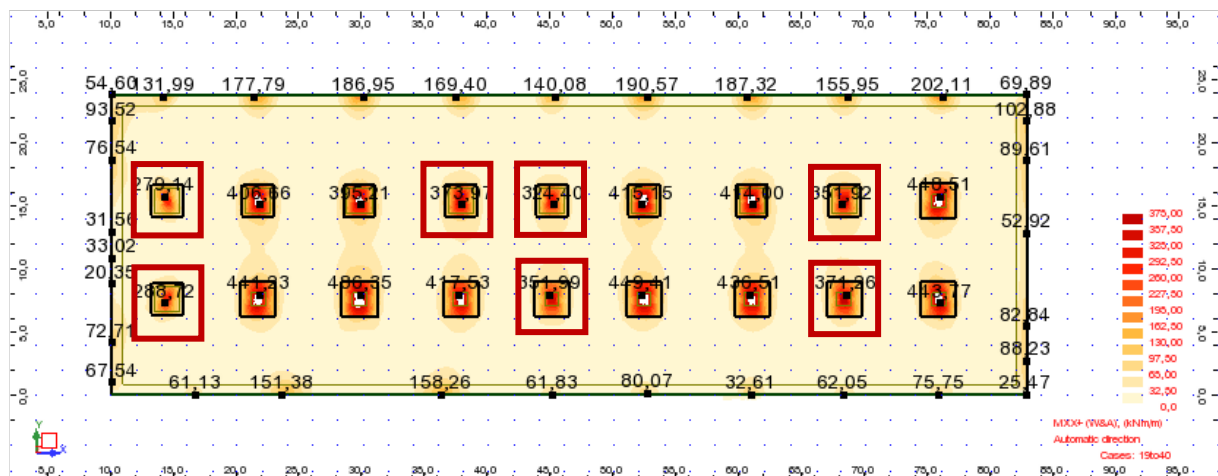
$\phi 16//0,15 + \phi 16//0,30 \rightarrow$  Resiste a  $375 \text{ kNm/m}$

Msd =	375,00	kN.m/m
b =	1,00	m
h =	0,50	m
d =	0,46	m
Aço	A500	
Betão	c30/37	
f <sub>yk</sub> =	500	MPa
f <sub>syd</sub> =	435	MPa
f <sub>cd</sub> =	20,00	MPa
f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa
$\mu$ =	0,089	
$\omega$ =	0,095	
As =	20,02	cm <sup>2</sup> /m
Solução:	$\Phi 16 \text{ af. } 0,150$	
	$\Phi 16 \text{ af. } 0,300$	
	20,11 cm <sup>2</sup> /m	
As <sub>min</sub> =	6,94	cm <sup>2</sup> /m
>0,0013b.d	5,98	cm <sup>2</sup> /m
As <sub>máx</sub> =	200,00	cm <sup>2</sup> /m

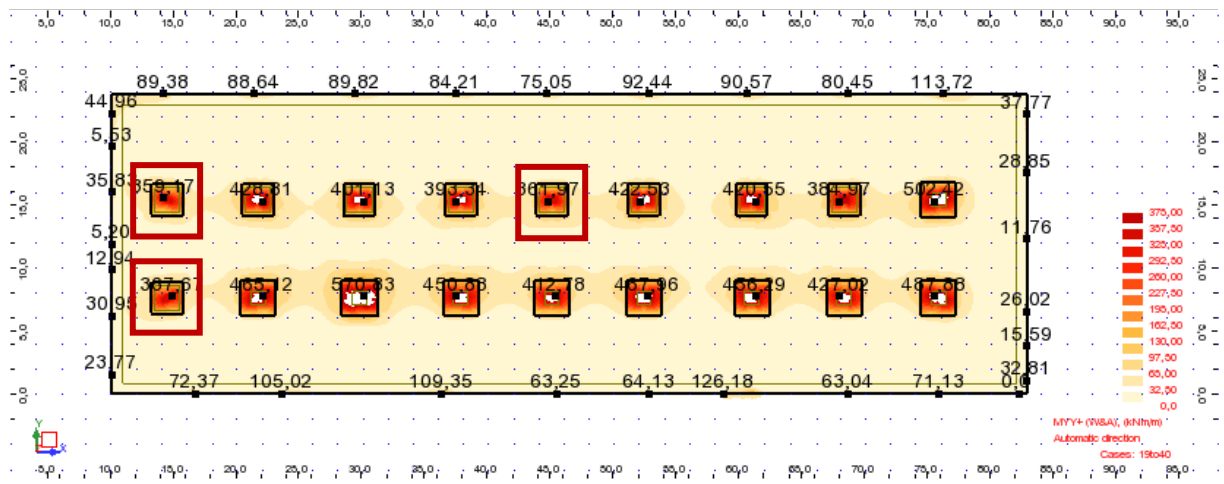
### LEGENDA:

- Zonas reforçadas com  $\phi 16//0,30$

Direção x – Momento fletor face superior limitado a  $375 \text{ kNm/m}$



Direção y – Momento fletor face superior limitado a 375  $kNm/m$



$\phi 16//0,15 + \phi 20//0,30 \rightarrow$  Resiste a 442  $kNm/m$

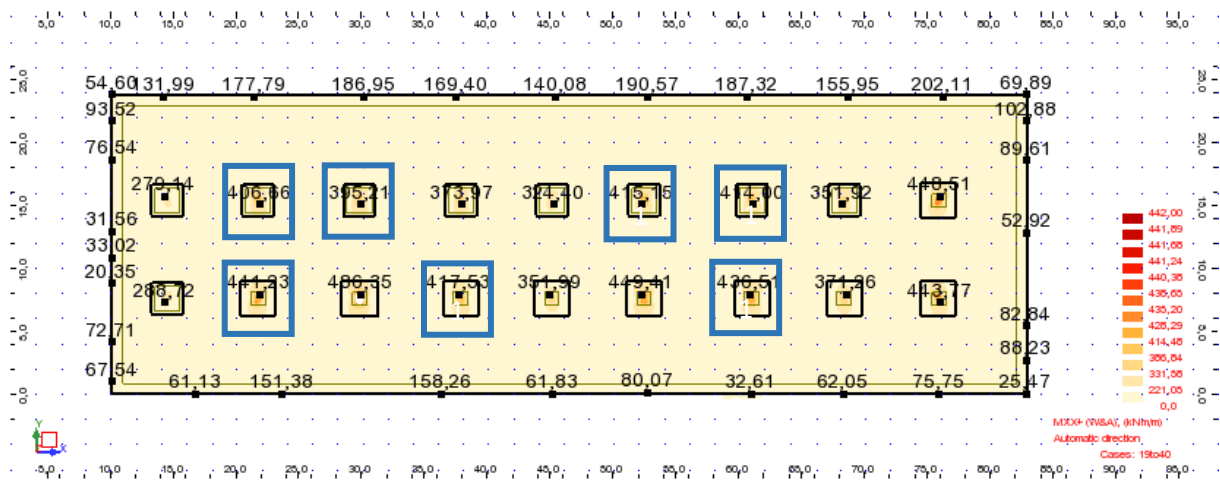
**Msd** = 442,00  $kNm/m$   
**b** = 1,00 m  
**h** = 0,50 m  
**d** = 0,46 m  
**Aço** A500  
**Betão** c30/37  
**f<sub>yk</sub>** = 500 MPa  
**f<sub>syd</sub>** = 435 MPa  
**f<sub>cd</sub>** = 20,00 MPa  
**f<sub>ctm</sub>** = 2,9 MPa

**$\mu$**  = 0,104  
 **$\omega$**  = 0,112  
**As** = 23,79  $cm^2/m$   
**Solução:**  $\phi 16$  af. 0,150  
                    $\phi 20$  af. 0,300  
                   23,88  $cm^2/m$   
**As<sub>min</sub>** = 6,94  $cm^2/m$   
**>0,0013b.d** 5,98  $cm^2/m$   
**As<sub>máx</sub>** = 200,00  $cm^2/m$

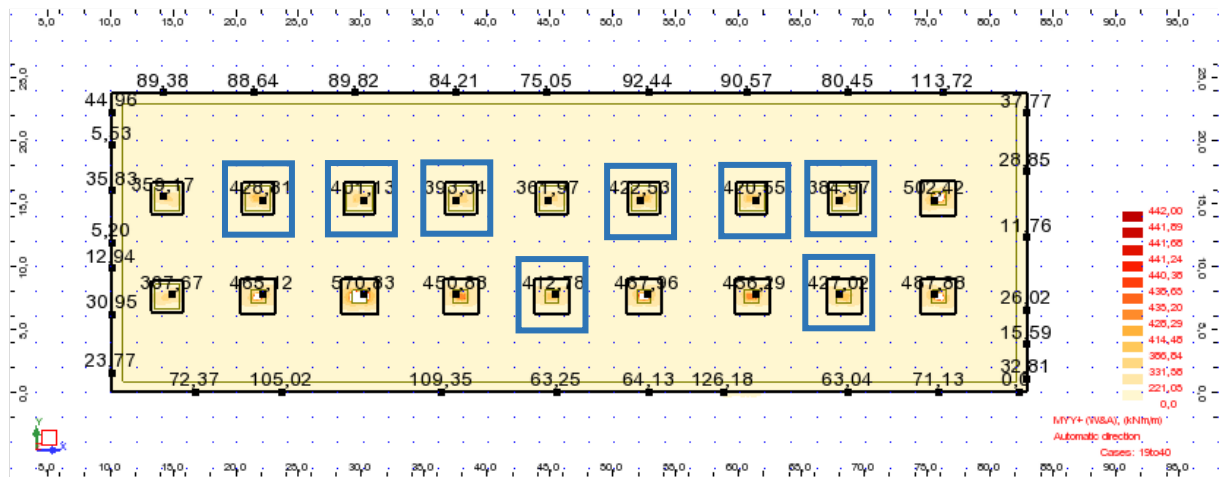
LEGENDA:

  - Zonas reforçadas com  $\phi 20//0,30$

Direção x – Momento fletor face superior limitado a 442  $kNm/m$



Direção y – Momento fletor face superior limitado a 442 kNm/m



$\phi 16//0,15 + \phi 16//0,15 \rightarrow$  Resiste a 490 kNm/m

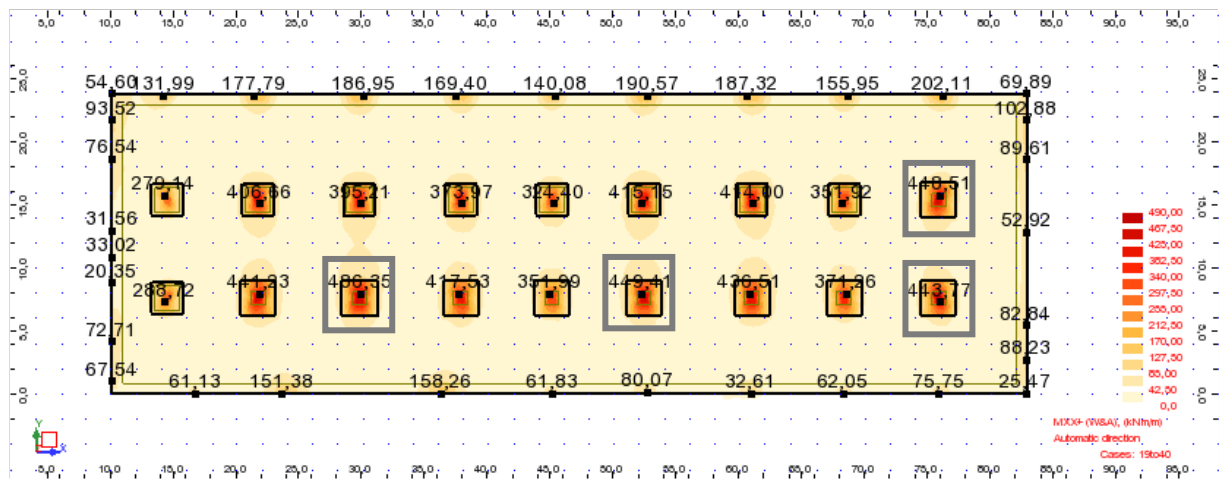
Msd =	490,00	kN.m/m
b =	1,00	m
h =	0,50	m
d =	0,46	m
Aço	A500	
Betão	c30/37	
fyk =	500	MPa
fsyd =	435	MPa
fcd =	20,00	MPa
fctm =	2,9	MPa

$\mu =$	0,116
$\omega =$	0,126
As =	26,65 cm <sup>2</sup> /m
Solução:	$\Phi 16$ af. 0,150 $\Phi 16$ af. 0,150 <b>26,81 cm<sup>2</sup>/m</b>
As <sub>ymin</sub> =	6,94 cm <sup>2</sup> /m
>0,0013b.d	5,98 cm <sup>2</sup> /m
As <sub>ymax</sub> =	200,00 cm <sup>2</sup> /m

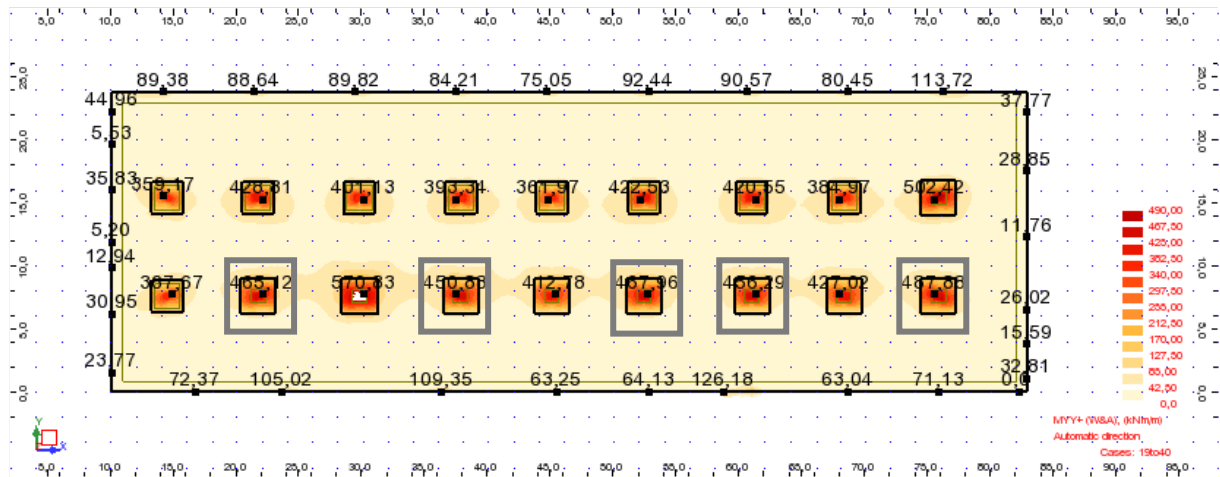
LEGENDA:

- Zonas reforçadas com  $\phi 16//0,15$

Direção x – Momento fletor face superior limitado a 490 kNm/m



Direção y – Momento fletor face superior limitado a 490  $kNm/m$



$\phi 16//0,15 + \phi 20//0,15 \rightarrow$  Resiste a 615  $kNm/m$

Msd =	615,00	kN.m/m
b =	1,00	m
h =	0,50	m
d =	0,46	m
Aço	A500	
Betão	c30/37	
f <sub>yk</sub> =	500	MPa
f <sub>syd</sub> =	435	MPa
f <sub>cd</sub> =	20,00	MPa
f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa

$$\mu = 0,145$$

$$\omega = 0,161$$

$$A_s = 34,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução:  $\phi 16$  af. 0,150  
 $\phi 20$  af. 0,150  
**34,35  $\text{cm}^2/\text{m}$**

$$A_{s,\min} = 6,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

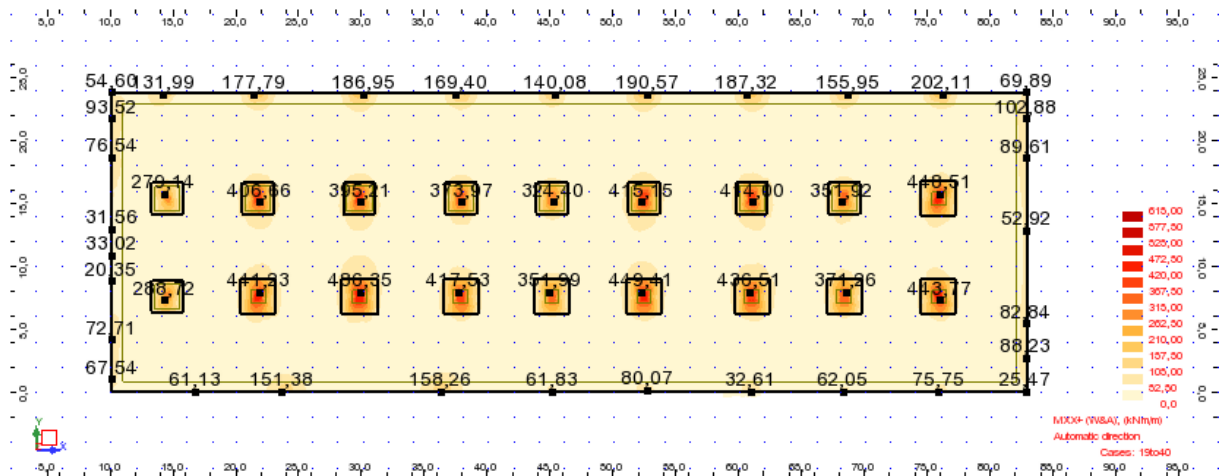
$$> 0,0013b.d = 5,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\max} = 200,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

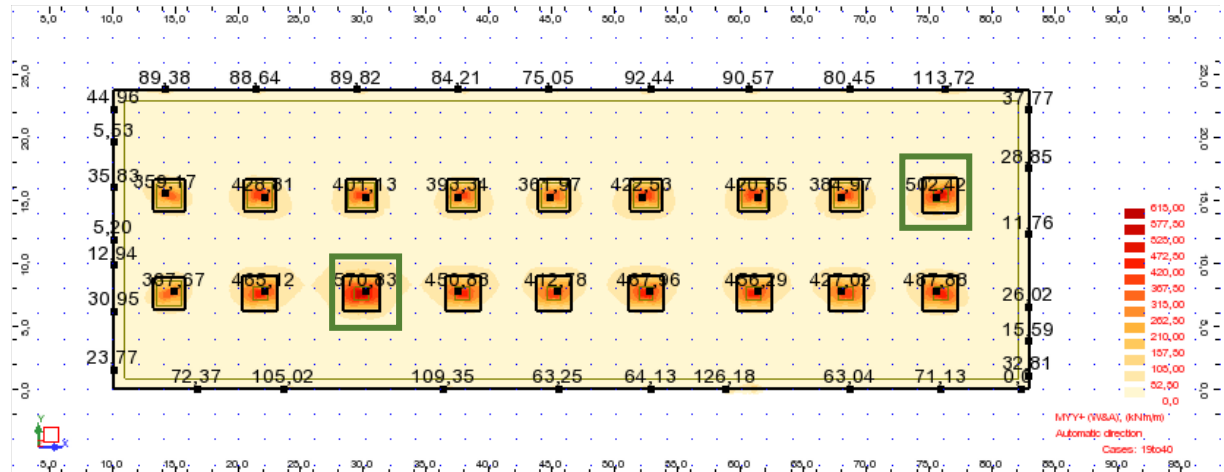
LEGENDA:

- Zonas reforçadas com  $\phi 20//0,15$

Direção x – Momento fletor face superior limitado a 615  $kNm/m$



## Direção y – Momento fletor face superior limitado a 615 kNm/m



## ESFORÇO TRANSVERSO

### REFORÇO

$$e = 0,30 \text{ m}$$

$$\phi 16//0,15 + \phi 20//0,30$$

→ Resiste a 176,80 kNm/m

#### Armadura de Corte EC2

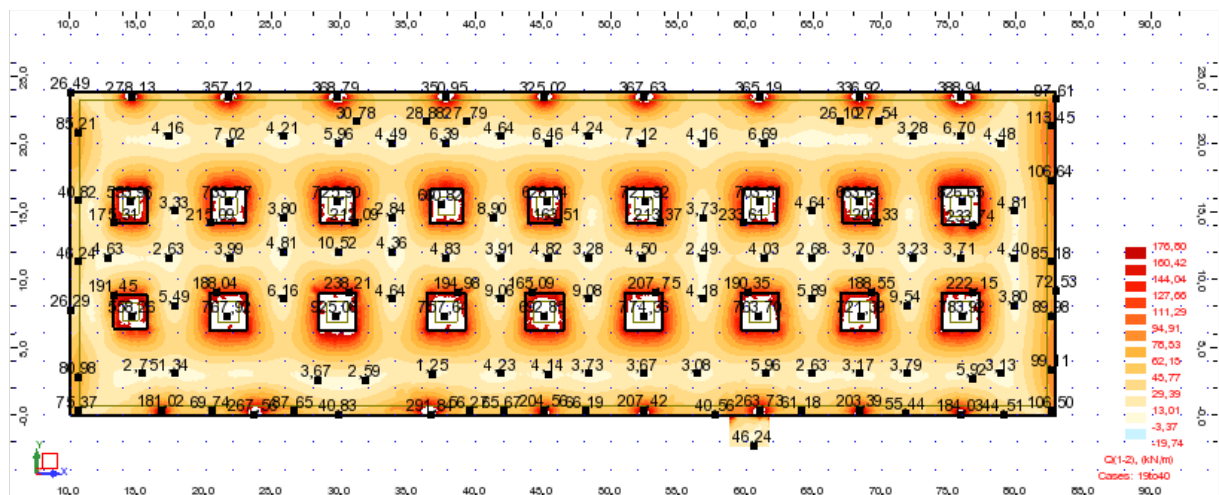
$V_{Ed} =$	176,8	kN
$b =$	1,00	m
$h =$	0,30	m
$d =$	0,260	m
$A_{sl} =$	23,88	cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	30,0	MPa
$f_{yk} =$	500,0	MPa
$\theta =$	30,0	°
$\alpha =$	90,0	°
$k =$	1,877	$\leq 2,0$
	0,00918	$\leq 0,02$
$f_{cd} =$	20,0	MPa
$f_{syd} =$	435,0	MPa

#### Esforço transverso resistente da secção de betão

$V_{Rd,r} =$	176,89	kN
$V_{Rd,r,min} =$	128,18	kN
$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ctd}$	1372,80	kN

Não é necessária armadura de esforço transverso

## Esforço transverso limitado a 176,80 kNm/m



$$e = 0,30 \text{ m}$$

$$\phi 16//0,15 + \phi 16//0,15$$

→ Resiste a 183,80 kNm/m

#### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed}$	=	183,8	kN
$b$	=	1,00	m
$h$	=	0,30	m
$d$	=	0,260	m
$Asl$	=	26,81	cm <sup>2</sup>

$$k = \frac{1,877}{0,01031} \leq 2,0$$

$f_{ck}$	=	30,0	MPa
$f_{yk}$	=	500,0	MPa
$\theta$	=	30,0	°
$\alpha$	=	90,0	°

$f_{cd}$	=	20,0	MPa
$f_{syd}$	=	435,0	MPa

#### Esforço transversal resistente da secção de betão

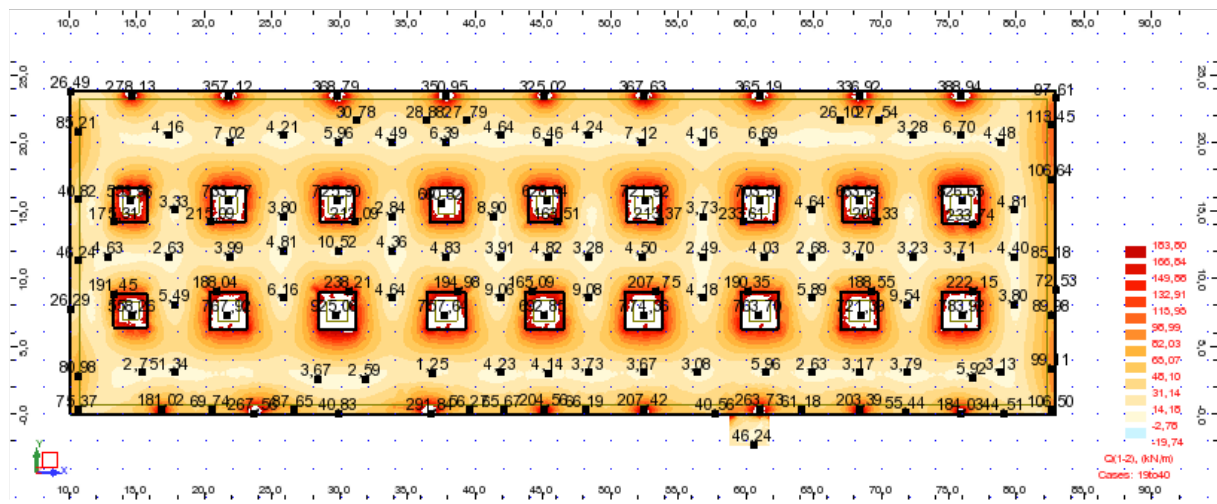
$$V_{Bd,r} = 183,84 \text{ KN}$$

$$V_{Bd,r,min} = 128,18 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ctd} = 1372,80 \text{ KN}$$

Não é necessária armadura de esforço transversal

Esforço transversal limitado a 183,80 kNm/m



$$e = 0,30 \text{ m}$$

$$\phi 16//0,15 + \phi 20//0,15$$

→ Resiste a 199,60 kNm/m

#### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed}$	=	199,6	kN
$b$	=	1,00	m
$h$	=	0,30	m
$d$	=	0,260	m
$Asl$	=	34,35	cm <sup>2</sup>

$$k = \frac{1,877}{0,01321} \leq 2,0$$

$f_{ck}$	=	30,0	MPa
$f_{yk}$	=	500,0	MPa
$\theta$	=	30,0	°
$\alpha$	=	90,0	°

$f_{cd}$	=	20,0	MPa
$f_{syd}$	=	435,0	MPa

#### Esforço transversal resistente da secção de betão

$$V_{Bd,r} = 199,68 \text{ KN}$$

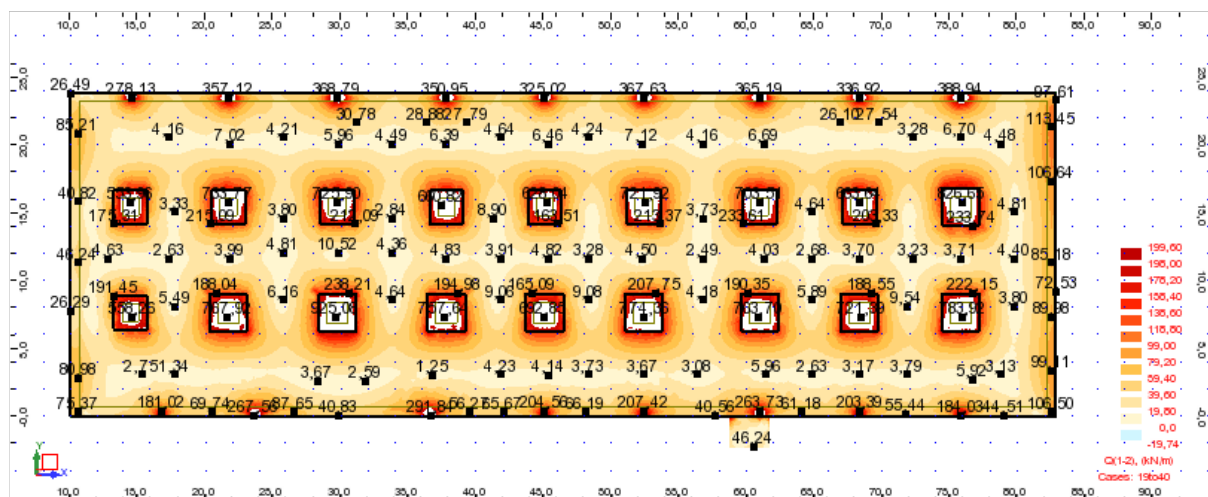
$$V_{Bd,r,min} = 128,18 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ctd} = 1372,80 \text{ KN}$$

Não é necessária armadura de esforço transversal



Esforço transverso limitado a 199,60 kNm/m



## Cálculo da armadura de Corte

### Pilares P2, P3, P6, P27

Armadura de Corte **EC2**

$V_{Ed}$	=	291,8	kN
$b$	=	1,00	m
$h$	=	0,30	m
$d$	=	0,260	m
$Asl$	=	13,40	cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	=	30,0	MPa
$f_{yk}$	=	500,0	MPa
$\theta$	=	30,0	°
$\alpha$	=	90,0	°
$k$	=	1,877	≤ 2,0
	=	0,00515	≤ 0,02
$f_{cd}$	=	20,0	MPa
$f_{syd}$	=	435,0	MPa

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

Esforço transverso resistente da secção de betão

$$V_{Rd,r} = 145,90 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,r,min} = 128,18 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1372,80 \text{ kN}$$

**Necessária armadura de esforço transverso**

Armadura de esforço transverso necessária

$A_{cu}/s$	=	16,55	cm <sup>2</sup> /m
$s$	=	15,0	cm
$A_{cu}$	=	2,48	cm <sup>2</sup> /linha
$A_{cu,min}$	=	0,5	cm <sup>2</sup>
Nº de ramos	=	4,97	/linha
$\alpha_{cu}$	=	1	
$V_{Rd,max}$	=	1069,99	kN
$A_{cu,min}$	=	0,0008764	cm <sup>2</sup> /m
$A_{cu}/s_{min}$	=	8,76	cm <sup>2</sup> /m

**VEd verifica o máximo**

Estribos por linha	=	3
nº de linhas de estribos	=	6
nº de ramos	=	2
<b>Total de ramos</b>	=	<b>36</b>
Tipo de varão do estribo	=	8 mm
secção	=	0,5 cm <sup>2</sup>
Área total	=	18 cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>

Pilares P4, P5 e P7

Armadura de Corte EC2

$V_{Ed}$	=	207,42	kN
$b$	=	1,00	m
$h$	=	0,30	m
$d$	=	0,260	m
$A_{sl}$	=	13,40	cm <sup>2</sup>
$k$	=	1,877	≤ 2,0
		0,00515	≤ 0,02
$f_{ck}$	=	30,0	MPa
$f_{yk}$	=	500,0	MPa
$\theta$	=	30,0	°
$\alpha$	=	90,0	°
$f_{cd}$	=	20,0	MPa
$f_{syd}$	=	435,0	MPa

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

Esforço transversal resistente da secção de betão

$V_{Rd,r}$	=	145,90	kN
$V_{Rd,r,min}$	=	128,18	kN
$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ctd}$		1372,80	kN

Necessária armadura de esforço transversal

Armadura de esforço transversal necessária

$A_{cw}/S$	=	11,76	cm <sup>2</sup> /m
$s$	=	15,0	cm
$A_{cw}$	=	1,76	cm <sup>2</sup> /linha
$A_{varão}$	=	0,5	cm <sup>2</sup> /linha
Nº de ramos	=	3,53	
$\alpha_{cw}$	=	1	
$V_{Rd,max}$	=	1069,99	kN

$$\rho_{w,min} = 0,0008764$$
$$A_{cw}/S_{min} = 8,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VEd verifica o máximo

Estribos por linha	=	3
nº de linhas de estribos	=	5
nº de ramos	=	2
Total de ramos	=	30

Tipo de varão do estribo	=	8	mm
secção	=	0,5	cm2

Área total= 15 cm2/m2

## ELU Punçoamento

Capiteis A  $\rightarrow \phi 16//0,30 ; \phi 16//0,30$

$$N_{Ed,max} = 1224 \text{ kN}$$

### Pilar 1

Punçoamento EC2

$V_{Ed} = 1224$ kN	$f_{cd} = 20,00$ MPa
$c_1 = 300$ mm	$f_{yd} = 435$ MPa
$c_2 = 300$ mm	$C_{1,\perp}$ ao bordo
$b_w = 1000$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) = 1200 mm
$d = 520$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) = 7734,513 mm
$Asl, y = 20,11$ cm <sup>2</sup> /m	
$Asl, z = 20,11$ cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$
$f_{ck} = 30$ MPa	
$f_{yk} = 500$ MPa	Valor de $\beta = 1,15$
$u = 0,528$	

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280$ MPa
$V_{Ed} = 2,256$ MPa

O.K.I

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6202$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$
$p_{ly} = 0,0039$	
$p_{lx} = 0,0039$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,395$ MPa
$p_l = 0,0039$	
$\sigma_{c,y} = 0$ MPa	
$\sigma_{c,z} = 0$ MPa	
$\sigma_{cp} = 0$ MPa	

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$$V_{min} = 0,395 \text{ MPa}$$

$V_{Rd,c} = 0,440$ MPa
$V_{Rd,c} = 0,440$ MPa

NÃO é necessária armadura de punçoamento!

$$V_{Ed} = 0,350 \text{ MPa}$$

### Pilar 5

Punçoamento EC2

$V_{Ed} = 1224$ kN	$f_{cd} = 20,00$ MPa
$c_1 = 400$ mm	$f_{yd} = 435$ MPa
$c_2 = 400$ mm	$C_{1,\perp}$ ao bordo
$b_w = 1000$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) = 1600 mm
$d = 520$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) = 8134,513 mm
$Asl, y = 20,11$ cm <sup>2</sup> /m	
$Asl, z = 20,11$ cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$
$f_{ck} = 30$ MPa	
$f_{yk} = 500$ MPa	Valor de $\beta = 1,15$
$u = 0,528$	

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280$ MPa
$V_{Ed} = 1,692$ MPa

O.K.I

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6202$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$
$p_{ly} = 0,0039$	
$p_{lx} = 0,0039$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,395$ MPa
$p_l = 0,0039$	
$\sigma_{c,y} = 0$ MPa	
$\sigma_{c,z} = 0$ MPa	
$\sigma_{cp} = 0$ MPa	

Limite mínimo

Limite mínimo

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$$V_{min} = 0,395 \text{ MPa}$$

$$V_{min} = 0,395 \text{ MPa}$$

$V_{Rd,c} = 0,440$ MPa
$V_{Rd,c} = 0,440$ MPa

NÃO é necessária armadura de punçoamento!

$$V_{Ed} = 0,333 \text{ MPa}$$

### Pilar 10

Punçoamento EC2

$V_{Ed} = 1224$ kN	$f_{cd} = 20,00$ MPa
$c_1 = 300$ mm	$f_{yd} = 435$ MPa
$c_2 = 300$ mm	$C_{1,\perp}$ ao bordo
$b_w = 1000$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) = 1200 mm
$d = 490$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) = 7357,522 mm
$Asl, y = 20,11$ cm <sup>2</sup> /m	
$Asl, z = 20,11$ cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$
$f_{ck} = 30$ MPa	
$f_{yk} = 500$ MPa	Valor de $\beta = 1,15$
$u = 0,528$	

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280$ MPa
$V_{Ed} = 2,394$ MPa

O.K.I

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6389$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$
$p_{ly} = 0,0041$	
$p_{lx} = 0,0041$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,402$ MPa
$p_l = 0,0041$	
$\sigma_{c,y} = 0$ MPa	
$\sigma_{c,z} = 0$ MPa	
$\sigma_{cp} = 0$ MPa	

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$$V_{min} = 0,402 \text{ MPa}$$

Limite mínimo

$$V_{min} = 0,402 \text{ MPa}$$

$V_{Rd,c} = 0,454$ MPa
$V_{Rd,c} = 0,454$ MPa

NÃO é necessária armadura de punçoamento!

$$V_{Ed} = 0,390 \text{ MPa}$$

Capiteis B →  $\phi 16//0,30$  ;  $\phi 20//0,30$

$$N_{Ed,max} = 1388,40 \text{ kN}$$

## Pilar 4, 8

Punçoamento **EC2**

$V_{Ed} = 1388,4$ kN	$f_{cd} = 20,00$ MPa	
$c_1 = 400$ mm	$f_{yd} = 435$ MPa	$C_{1,\perp}$ ao bordo
$c_2 = 400$ mm		
$b_w = 1000$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) = 1600 mm	
$d = 520$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) = 8134,513 mm	
$Asl, y = 20,11$ cm <sup>2</sup> /m		
$Asl, z = 23,88$ cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$	
$f_{ck} = 30$ MPa		
$f_{yk} = 500$ MPa	Valor de $\beta = 1,15$	
$u = 0,528$		

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280$ MPa	
$V_{Ed} = 1,919$ MPa	O.K.!

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6202$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$	
$\rho l_y = 0,0039$		
$\rho l_z = 0,0046$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,395$ MPa	
$\rho l = 0,0042$		
$\sigma_{c,y} = 0$ MPa		
$\sigma_{c,z} = 0$ MPa		
$\sigma_{cp} = 0$ MPa		

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$$V_{min} = 0,395 \text{ MPa}$$

$V_{Rd,c} = 0,453$ MPa	
$V_{Rd,c} = 0,453$ MPa	NÃO é necessária armadura de punçoamento!

$$V_{Ed} = 0,377 \text{ MPa}$$

## Pilar 14, 17

Punçoamento **EC2**

$V_{Ed} = 1388,4$ kN	$f_{cd} = 20,00$ MPa	
$c_1 = 400$ mm	$f_{yd} = 435$ MPa	$C_{1,\perp}$ ao bordo
$c_2 = 400$ mm		
$b_w = 1000$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) = 1600 mm	
$d = 490$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) = 7757,522 mm	
$Asl, y = 20,11$ cm <sup>2</sup> /m		
$Asl, z = 23,88$ cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$	
$f_{ck} = 30$ MPa		
$f_{yk} = 500$ MPa	Valor de $\beta = 1,15$	
$u = 0,528$		

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280$ MPa	
$V_{Ed} = 2,037$ MPa	O.K.!

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6389$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$	
$\rho l_y = 0,0041$		
$\rho l_z = 0,0049$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,402$ MPa	
$\rho l = 0,0045$		
$\sigma_{c,y} = 0$ MPa		
$\sigma_{c,z} = 0$ MPa		
$\sigma_{cp} = 0$ MPa		

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$$V_{min} = 0,402 \text{ MPa}$$

$V_{Rd,c} = 0,467$ MPa	
$V_{Rd,c} = 0,467$ MPa	NÃO é necessária armadura de punçoamento!

$$V_{Ed} = 0,420 \text{ MPa}$$

Capiteis C →  $\phi 20//0,30$  ;  $\phi 20//0,30$

$$N_{Ed,max} = 1454,21 \text{ kN}$$

## Pilar 2, 3

Punçoamento **EC2**

$V_{Ed} = 1454,21$ kN	$f_{cd} = 20,00$ MPa	
$c_1 = 400$ mm	$f_{yd} = 435$ MPa	$C_{1,\perp}$ ao bordo
$c_2 = 400$ mm		
$b_w = 1000$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) = 1600 mm	
$d = 520$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) = 8134,513 mm	
$Asl, y = 23,88$ cm <sup>2</sup> /m		
$Asl, z = 23,88$ cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$	
$f_{ck} = 30$ MPa		
$f_{yk} = 500$ MPa	Valor de $\beta = 1,15$	
$u = 0,528$		

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280$ MPa	
$V_{Ed} = 2,010$ MPa	O.K.!

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6202$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$	
$\rho l_y = 0,0046$		
$\rho l_z = 0,0046$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,395$ MPa	
$\rho l = 0,0046$		
$\sigma_{c,y} = 0$ MPa		
$\sigma_{c,z} = 0$ MPa		
$\sigma_{cp} = 0$ MPa		

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$$V_{min} = 0,395 \text{ MPa}$$

$V_{Rd,c} = 0,466$ MPa	
$V_{Rd,c} = 0,466$ MPa	NÃO é necessária armadura de punçoamento!

$$V_{Ed} = 0,395 \text{ MPa}$$

## Pilar 6, 7

Punçoamento **EC2**

$V_{Ed} = 1454,21$ kN	$f_{cd} = 20,00$ MPa	
$c_1 = 300$ mm	$f_{yd} = 435$ MPa	$C_{1,\perp}$ ao bordo
$c_2 = 300$ mm		
$b_w = 1000$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) = 1200 mm	
$d = 520$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) = 7734,513 mm	
$Asl, y = 23,88$ cm <sup>2</sup> /m		
$Asl, z = 23,88$ cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$	
$f_{ck} = 30$ MPa		
$f_{yk} = 500$ MPa	Valor de $\beta = 1,15$	
$u = 0,528$		

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280$ MPa	
$V_{Ed} = 2,680$ MPa	O.K.!

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6202$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$	
$\rho l_y = 0,0046$		
$\rho l_z = 0,0046$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,395$ MPa	
$\rho l = 0,0046$		
$\sigma_{c,y} = 0$ MPa		
$\sigma_{c,z} = 0$ MPa		
$\sigma_{cp} = 0$ MPa		

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$$V_{min} = 0,395 \text{ MPa}$$

$V_{Rd,c} = 0,466$ MPa	
$V_{Rd,c} = 0,466$ MPa	NÃO é necessária armadura de punçoamento!

$$V_{Ed} = 0,416 \text{ MPa}$$

Capiteis D →  $\phi 20//0,30$  ;  $\phi 16//0,15$

$N_{Ed,max} = 1535,23 \text{ kN}$

## Pilar 11, 13

Punçoamento EC2

$V_{Ed} = 1535,23 \text{ kN}$	$f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$	
$c_1 = 400 \text{ mm}$	$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$	$C_1 \perp \text{ao bordo}$
$c_2 = 400 \text{ mm}$		
$b_w = 1000 \text{ mm}$	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) =	1600 mm
$d = 490 \text{ mm}$	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) =	7757,522 mm
Asl, y = 23,88 cm <sup>2</sup> /m		
Asl, z = 26,81 cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$	
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$		
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	Valor de $\beta =$	1,15
$u = 0,528$		

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280 \text{ MPa}$
$V_{Ed} = 2,252 \text{ MPa}$

O.K.!

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6389$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$
$p_{ly} = 0,0049$	
$p_{lz} = 0,0055$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,402 \text{ MPa}$
$p_l = 0,0052$	
$\sigma_{c,y} = 0 \text{ MPa}$	
$\sigma_{c,z} = 0 \text{ MPa}$	
$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$	

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$V_{min} = 0,402 \text{ MPa}$

$V_{Rd,c} = 0,490 \text{ MPa}$
$V_{Rd,c} = 0,490 \text{ MPa}$

NÃO é necessária armadura de punçoamento!

$V_{Ed} = 0,464 \text{ MPa}$

## Pilar 16

Punçoamento EC2

$V_{Ed} = 1535,23 \text{ kN}$	$f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$	
$c_1 = 300 \text{ mm}$	$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$	$C_1 \perp \text{ao bordo}$
$c_2 = 300 \text{ mm}$		
$b_w = 1000 \text{ mm}$	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) =	1200 mm
$d = 490 \text{ mm}$	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) =	7357,522 mm
Asl, y = 23,88 cm <sup>2</sup> /m		
Asl, z = 26,81 cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$	
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$		
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	Valor de $\beta =$	1,15
$u = 0,528$		

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280 \text{ MPa}$
$V_{Ed} = 3,003 \text{ MPa}$

O.K.!

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6389$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$
$p_{ly} = 0,0049$	
$p_{lz} = 0,0055$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,402 \text{ MPa}$
$p_l = 0,0052$	
$\sigma_{c,y} = 0 \text{ MPa}$	
$\sigma_{c,z} = 0 \text{ MPa}$	
$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$	

Limite mínimo

Limite mínimo

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

Atas.<sup>10</sup> mini  $V_{min} = 0,402 \text{ MPa}$

Atas.<sup>10</sup> mini

$V_{Rd,c} = 0,490 \text{ MPa}$
$V_{Rd,c} = 0,490 \text{ MPa}$

NÃO é necessária armadura de punçoamento!

$V_{Ed} = 0,490 \text{ MPa}$

Capiteis E →  $\phi 16//0,15$  ;  $\phi 16//0,15$

$N_{Ed,max} = 1587,80 \text{ kN}$

## Pilar 15

Punçoamento EC2

$V_{Ed} = 1587,8 \text{ kN}$	$f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$	
$c_1 = 300 \text{ mm}$	$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$	$C_1 \perp \text{ao bordo}$
$c_2 = 300 \text{ mm}$		
$b_w = 1000 \text{ mm}$	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) =	1200 mm
$d = 490 \text{ mm}$	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) =	7357,522 mm
Asl, y = 26,81 cm <sup>2</sup> /m		
Asl, z = 26,81 cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$	
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$		
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	Valor de $\beta =$	1,15
$u = 0,528$		

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280 \text{ MPa}$
$V_{Ed} = 3,105 \text{ MPa}$

O.K.!

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6389$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$
$p_{ly} = 0,0055$	
$p_{lz} = 0,0055$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,402 \text{ MPa}$
$p_l = 0,0055$	
$\sigma_{c,y} = 0 \text{ MPa}$	
$\sigma_{c,z} = 0 \text{ MPa}$	
$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$	

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$V_{min} = 0,402 \text{ MPa}$

$V_{Rd,c} = 0,500 \text{ MPa}$
$V_{Rd,c} = 0,500 \text{ MPa}$

Necessária armadura de punçoamento!

$V_{Ed} = 0,506 \text{ MPa}$

## Pilar 18

Punçoamento EC2

$V_{Ed} = 1587,8 \text{ kN}$	$f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$	
$c_1 = 400 \text{ mm}$	$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$	$C_1 \perp \text{ao bordo}$
$c_2 = 400 \text{ mm}$		
$b_w = 1000 \text{ mm}$	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) =	1600 mm
$d = 490 \text{ mm}$	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) =	7757,522 mm
Asl, y = 26,81 cm <sup>2</sup> /m		
Asl, z = 26,81 cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$	
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$		
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	Valor de $\beta =$	1,15
$u = 0,528$		

Pilar interior =	1,15
Pilar de bordo =	1,4
Pilar de canto =	1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max} = 5,280 \text{ MPa}$
$V_{Ed} = 2,329 \text{ MPa}$

O.K.!

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6389$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$
$p_{ly} = 0,0055$	
$p_{lz} = 0,0055$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,402 \text{ MPa}$
$p_l = 0,0055$	
$\sigma_{c,y} = 0 \text{ MPa}$	
$\sigma_{c,z} = 0 \text{ MPa}$	
$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$	

Limite mínimo

Limite mínimo

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

Atas.<sup>10</sup> mini  $V_{min} = 0,402 \text{ MPa}$

Atas.<sup>10</sup> mini

$V_{Rd,c} = 0,500 \text{ MPa}$
$V_{Rd,c} = 0,500 \text{ MPa}$

NÃO é necessária armadura de punçoamento!

$V_{Ed} = 0,480 \text{ MPa}$

Capiteis F →  $\phi 16//0,15$  ;  $\phi 20//0,15$

$$N_{Ed,max} = 1762,30 \text{ kN}$$

## Pilar 9

Punçoamento EC2

$V_{Ed} = 1762,3$ kN	$f_{cd} = 20,00$ MPa	
$c_1 = 400$ mm	$f_{yd} = 435$ MPa	$C_1 \perp$ ao bordo
$c_2 = 400$ mm		
$b_w = 1000$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_0$ ) =	1600 mm
$d = 520$ mm	Perímetro de Controlo ( $u_1$ ) =	8134,513 mm
$Asl, y = 26,81$ cm <sup>2</sup> /m	Valores de $\beta$	
$Asl, z = 34,35$ cm <sup>2</sup> /m		
$f_{ck} = 30$ MPa	Valor de $\beta =$	1,15
$f_{yk} = 500$ MPa		
$u = 0,528$		

Pilar interior = 1,15  
Pilar de bordo = 1,4  
Pilar de canto = 1,5

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = 5,280 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} = 2,436 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

Resistência ao Punçoamento sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ )

$k = 1,6202$	$V_{Rd,c} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$	
$\rho_{ly} = 0,0052$		
$\rho_{lz} = 0,0066$	$V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} =$	0,395 MPa
$\rho_l = 0,0058$		
$\sigma_{c,y} = 0$ MPa		
$\sigma_{c,z} = 0$ MPa		Limite mínimo
$\sigma_{cp} = 0$ MPa		

Nota:  $\sigma_{c,y}$  e  $\sigma_{c,z}$  são positivos se forem de compressão

$$V_{min} = 0,395 \text{ MPa}$$

Afas.<sup>10</sup> míni

$$V_{Rd,c} = 0,505 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 0,505 \text{ MPa} \quad \text{NÃO é necessária armadura de punçoamento!}$$

$$V_{Ed} = 0,479 \text{ MPa}$$

## Cálculo da Armadura de Punçoamento

## Pilar 15

Disposição de Armaduras de Punçoamento

$$Asw/sr = 17,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$sr = 0,1 \text{ m}$$

$$Asw = 1,73 \text{ cm}^2 \quad (\text{por perímetro de estribos})$$

$$\text{Varão } 10 \text{ mm} \quad As = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ ramos } 2,21 \quad (\text{por perímetro de estribos})$$

$$N^\circ \text{ de linhas de estribos } = 2$$

$$N^\circ \text{ de ramos } = 16$$

$$\text{Total de ramos } = 32$$

$$\text{Tpo de varão do estribo } 10$$

$$\text{Secção } = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total } = 25,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$u_{out,ef} = 7455,831 \text{ mm}$$

$$d' = 0,996 \text{ m}$$

$$\text{mite mínimo com armadura de punçoamento } = 0,261 \text{ m}$$

$$Afas.^{10} \text{ máx entre perímetros de estribos } = 36,75 \text{ cm} \quad (\leq 0,75 \cdot d)$$

$$Afas.^{10} \text{ mínimo entre face do apoio e 1ª linha de estribos } = 14,7 \text{ cm} \quad (> 0,3 \cdot d)$$

$$Afas.^{10} \text{ máximo entre ramos de estribos:}$$

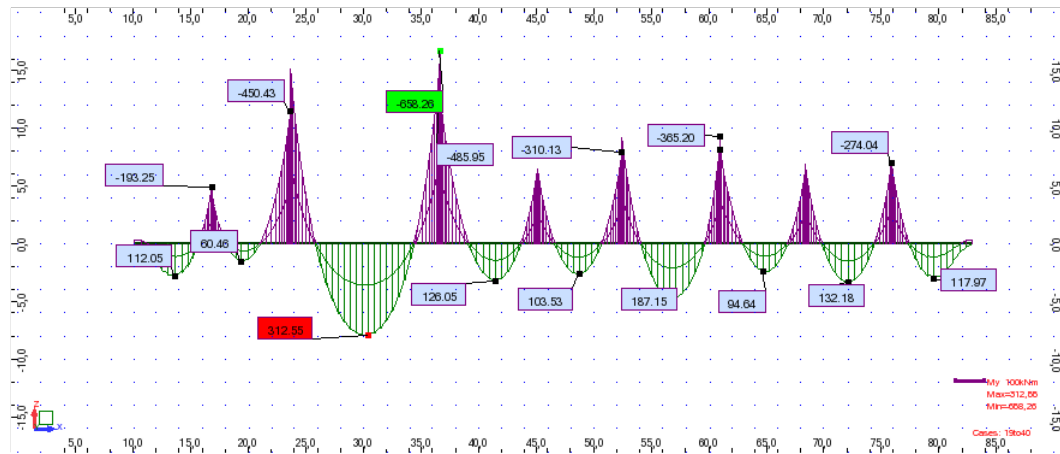
$$\text{dentro do 1º perímetro de controlo } (u_1) = 73,5 \text{ cm} \quad (1,5 \cdot d)$$

$$\text{fora do 1º perímetro de controlo } (u_1) = 98 \text{ cm} \quad (2 \cdot d)$$

## CÁLCULO DE VIGAS

### Viga V1.0

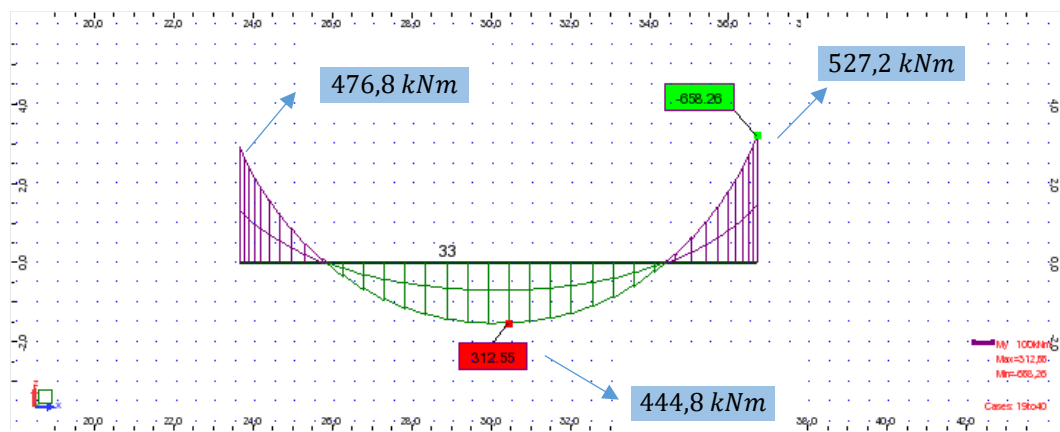
### ELU Flexão



### ELU Flexão após redistribuição

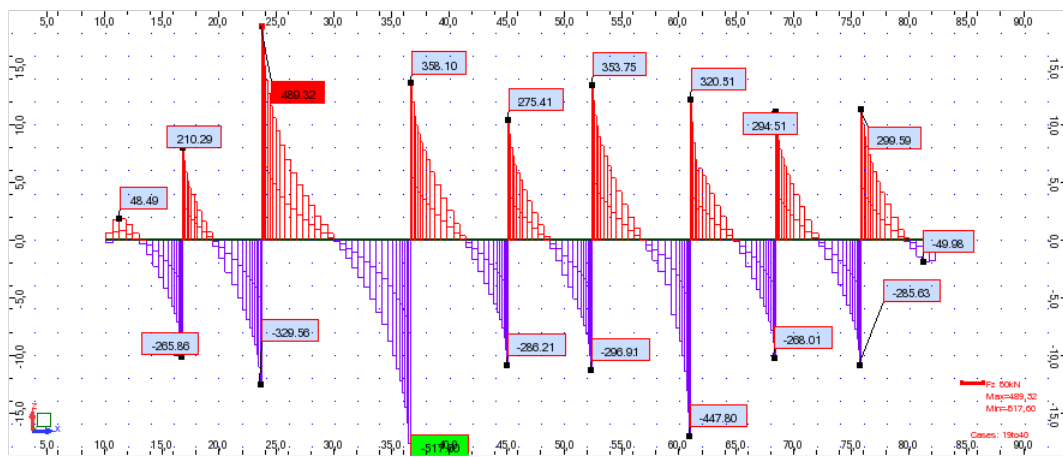
### Reforços devido esforços de Flexão

### Reforço do tramo da viga V1.0 entre os pilares P2 e P3

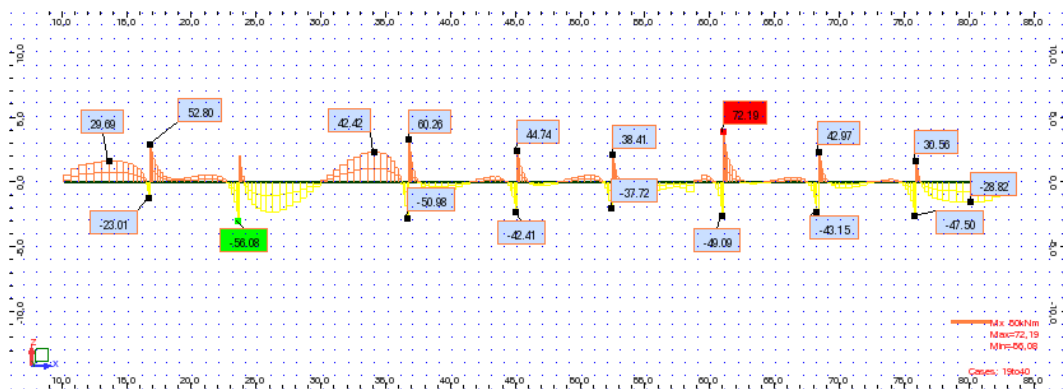


Inferior			Superior P2			Superior P3		
Msd =	444,80	kN.m	Msd =	476,80	kN.m	Msd =	527,20	kN.m
b =	0,30	m	b =	0,30	m	b =	0,30	m
h =	0,70	m	h =	0,70	m	h =	0,70	m
d =	0,65	m	d =	0,62	m	d =	0,62	m
Aço	A500		Aço	A500		Aço	A500	
Betão	c30/37		Betão	c30/37		Betão	c30/37	
f <sub>yk</sub> =	500	MPa	f <sub>yk</sub> =	500	MPa	f <sub>yk</sub> =	500	MPa
f <sub>syd</sub> =	435	MPa	f <sub>syd</sub> =	435	MPa	f <sub>syd</sub> =	435	MPa
f <sub>cd</sub> =	20,00	MPa	f <sub>cd</sub> =	20,00	MPa	f <sub>cd</sub> =	20,00	MPa
f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa	f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa	f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa
μ =	0,175		μ =	0,207		μ =	0,229	
ω =	0,200		ω =	0,242		ω =	0,274	
As =	17,91	cm <sup>2</sup>	As =	20,74	cm <sup>2</sup>	As =	23,44	cm <sup>2</sup>
Solução:	4 Φ 20 + 4 Φ 16 20,61 cm <sup>2</sup>		Solução:	3 Φ 20 + 4 Φ 20 21,99 cm <sup>2</sup>		Solução:	3 Φ 20 + 5 Φ 20 25,13 cm <sup>2</sup>	
As <sub>min</sub> =	2,94	cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> =	2,80	cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> =	2,80	cm <sup>2</sup>
>0,0013b.d	2,535	cm <sup>2</sup>	>0,0013b.d	2,418	cm <sup>2</sup>	>0,0013b.d	2,418	cm <sup>2</sup>
As <sub>máx</sub> =	84,00	cm <sup>2</sup>	As <sub>máx</sub> =	84,00	cm <sup>2</sup>	As <sub>máx</sub> =	84,00	cm <sup>2</sup>

## ELU Esforço Transverso



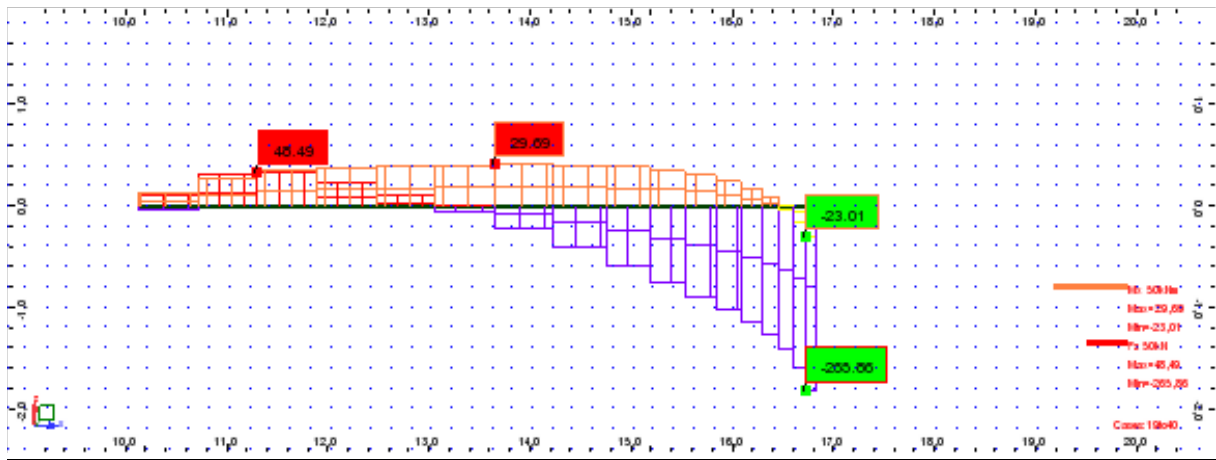
## ELU Torção





## Corte + Torção

### Tramo da viga V1.0 entre a parede PC1 e o pilar P1



#### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed} =$	32	kN	<b>Aço</b>	A500
$b =$	0,30	m	<b>Betão</b>	c30/37
$h =$	0,70	m	Pré-esforço	Não
$d =$	0,65	m	$k =$	1,555 $\leq 2,0$
$A_{sl} =$	12,57	cm <sup>2</sup>	$\rho_l =$	0,00645 $\leq 0,02$
$f_{ck} =$	30	MPa	$f_{cd} =$	20,00 MPa
$f_{yk} =$	500	MPa	$f_{syd} =$	435 MPa
$\theta =$	25	°		
$\alpha =$	90	°		

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

#### Esforço transversal resistente da secção de betão

$V_{Rd,c} =$	97,65	kN
$V_{Rd,c,min} =$	72,47	kN
$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v_{fd}$	1029,60	kN

Não é necessária armadura de esforço transversal

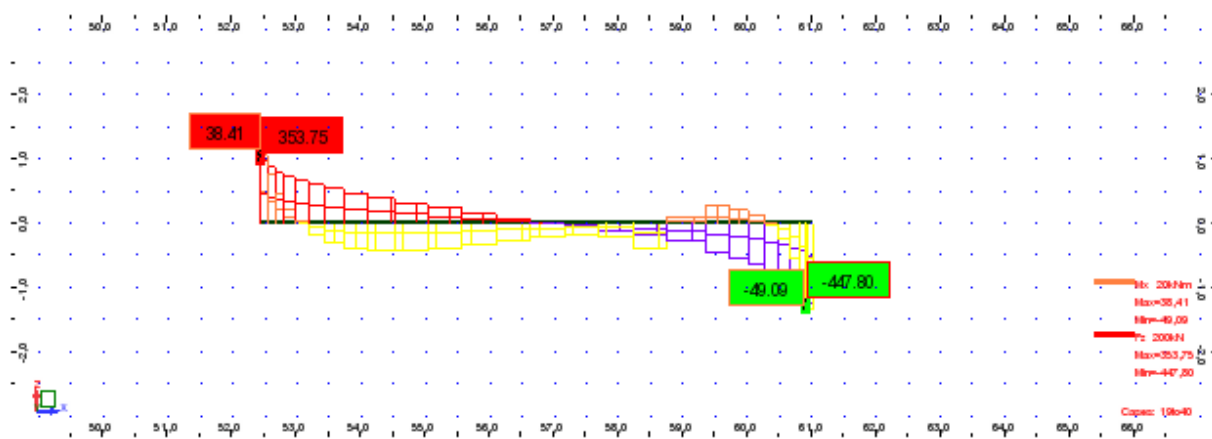
#### Armadura de Torção EC2

$T_{ed} =$	30,00	kN.m	<b>Aço</b>	A500
$V_{ed} =$	129,28	kN	<b>Betão</b>	c30/37
$b =$	0,30	m	$f_{yk} =$	500 MPa
$h =$	0,70	m	$f_{syd} =$	435 MPa
$d =$	0,65	m	$f_{cd} =$	20,00 MPa
<b>eixo =</b>	5,00	cm	$f_{ck} =$	30,00 MPa
$T_{ed} \leq$	98,55	kN.m	$\theta =$	25 °
$t_{ef} =$	0,11	m	$\alpha_{tw} =$	1,0 MPa
$\mu_k =$	1,58	m		
$A_k =$	0,12	m		

$V_{ed} / V_{rd,max} =$	0,05	kN
$T_{ed} / T_{rd,max} =$	0,30	kN
$A_{st/s} =$	1,54	cm <sup>2</sup> /m
$s =$	10,0	cm
$A_{cw} =$	0,15	cm <sup>2</sup> /estribo
$A_{varão} =$	0,50	cm <sup>2</sup>
Nº de estribos =	0,31	
$A_{sl/s} =$	5,04	cm <sup>2</sup> /face

Armadura de suspensão	corte + suspensão + torção	Não
$s =$	10,0	cm
$A_{cw} =$	0,57	cm <sup>2</sup> /estribo
$A_{varão} =$	0,50	cm <sup>2</sup>
Nº de ramos =	1,14	

## Tramo da viga V1.0 entre os pilares P5 e P6 (Restantes tramos)



### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed} =$	141,9	kN
$b =$	0,30	m
$h =$	0,70	m
$d =$	0,65	m
$A_{sl} =$	12,57	cm <sup>2</sup>

$f_{ck} =$	30	MPa
$f_{yk} =$	500	MPa
$\theta =$	25	°
$\alpha =$	90	°

<b>Aço</b>	A500	
<b>Betão</b>	c30/37	
Pré-esforço	Não	
k =	1,555	≤ 2,0
ρ <sub>l</sub> =	0,00645	≤ 0,02
f <sub>cd</sub> =	20,00	Mpa
f <sub>syd</sub> =	435	MPa

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

### Esforço transversal resistente da secção de betão

$$V_{Rd,c} = 97,65 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 72,47 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1029,60 \text{ kN}$$

Necessária armadura de esforço transversal

### Armadura de Esforço transversal necessária

$A_{sw}/s =$	2,60	cm <sup>2</sup> /m
$s =$	20	cm
$A_{sw} =$	0,52	cm <sup>2</sup>
$A_{varão} =$	0,5	cm <sup>2</sup>
Nº de ramos =	1,0	

$\alpha_{cw} =$	1,00
$V_{Rd, max} =$	709,85 kN

### Afastamentos

$$s_{l,max} = 48,75 \text{ cm}$$

$$s_{t,max} = 48,75 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm}$$

Ved verifica o máximo

### Armadura de Torção EC2

$T_{ed} =$	15,24	kN.m
$V_{ed} =$	65,68	kN
$b =$	0,30	m
$h =$	0,70	m
$d =$	0,65	m
<b>eixo =</b>	<b>5,00</b>	<b>cm</b>
$T_{ed} \leq$	98,55	kN.m
$t_{ef} =$	0,11	m
$\mu_k =$	1,58	m
$A_k =$	0,12	m

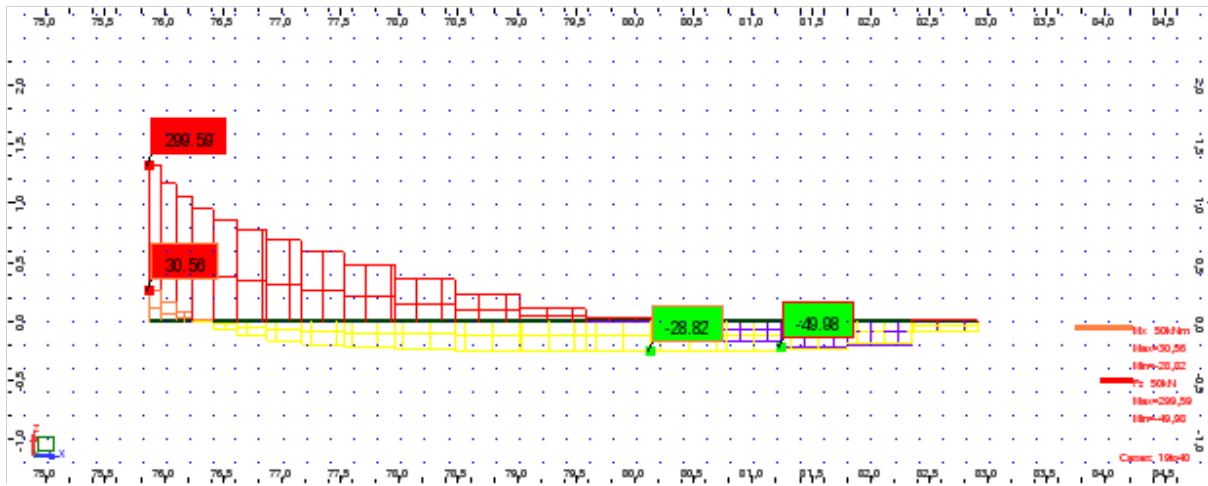
Aço	A500	
Betão	c30/37	
$f_{yk} =$	500	MPa
$f_{syd} =$	435	MPa
$f_{cd} =$	20,00	MPa
$f_{ck} =$	30,00	MPa
$\theta =$	25	°
$\alpha_{cw} =$	1,0	MPa

$V_{ed} / V_{rd,max} =$	0,20	kN
$T_{ed} / T_{rd,max} =$	0,15	kN
$A_{st}/s =$	0,78	cm <sup>2</sup> /m
$s =$	20,0	cm
$A_{cw} =$	0,16	cm <sup>2</sup> /estribo
$A_{varão} =$	0,50	cm <sup>2</sup>
Nº de estribos =	0,31	
$A_{sl}/s =$	2,56	cm <sup>2</sup> /face

	corte + suspensão + torção	
Armadura de suspensão	Não	
s =	20,0	cm
A <sub>cw</sub> =	0,84	cm <sup>2</sup> /estribo
A <sub>varão</sub> =	0,50	cm <sup>2</sup>
Nº de ramos =	1,68	

corte + suspensão + torção

## Tramo da viga V1.0 entre os pilar P8 e a parede PC2



### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed} =$	21	kN
$b =$	0,30	m
$h =$	0,70	m
$d =$	0,65	m
$Asl =$	12,57	cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	30	MPa
$f_{yk} =$	500	MPa
$\theta =$	25	°
$\alpha =$	90	°

<b>Aço</b>	A500	
<b>Betão</b>	c30/37	
Pré-esforço	Não	
k =	1,555	≤ 2,0
ρ <sub>I</sub> =	0,00645	≤ 0,02
f <sub>cd</sub> =	20,00	Mpa
f <sub>syd</sub> =	435	MPa

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

### Esforço transversal resistente da secção de betão

$$V_{Rd,c} = 97,65 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 72,47 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1029,60 \text{ kN}$$

Não é necessária armadura de esforço transversal

### Armadura de Torção EC2

$T_{ed} =$	29,00	kN.m
$V_{ed} =$	124,97	kN
$b =$	0,30	m
$h =$	0,70	m
$d =$	0,65	m
$eixo =$	5,00	cm
$T_{ed} \leq$	98,55	kN.m
$t_{ef} =$	0,11	m
$\mu_k =$	1,58	m
$A_k =$	0,12	m

Aço	A500	
Betão	c30/37	
fyk =	500	MPa
fsyd =	435	MPa
fcd =	20,00	MPa
fck =	30,00	MPa
θ =	25	°
α <sub>crw</sub> =	1,0	MPa

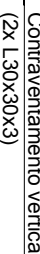
$V_{ed} / V_{rd,max} =$	0,03	kN
$T_{ed} / T_{rd,max} =$	0,29	kN
$A_{st}/s =$	1,49	cm <sup>2</sup> /m
$s =$	10,0	cm
$A_{cw} =$	0,15	cm <sup>2</sup> /estribo
$A_{variação} =$	0,50	cm <sup>2</sup>
Nº de estribos =	0,30	
$Asl/s =$	4,87	cm <sup>2</sup> /face

	corte + suspensão + torção	
Armadura de suspensão	Não	
$s =$	10,0	cm
$A_{cw} =$	0,56	cm <sup>2</sup> /estrib.
$A_{variação} =$	0,50	cm <sup>2</sup>
Nº de ramos =	1,12	cm

corte + suspensão + torção

### **ANEXO III – PEÇAS DESENHADAS – CONTINENTE DE BEJA**





elementos do projecto de execução

Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1
-------------------------------------	-----	------------

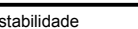
--

nos pontos indicados



- | Tempo de vida útil da estrutura                      |         | Categoria 4, 50 anos (EN 1990)          |                         |                     |          |   |              |
|--|---------|---|-------------------------|---------------------|----------|---|--------------|
| Requisitos de Inspeção                               |         | Classe de Inspeção 2 (NP EN 13670:2011) |                         |                     |          |   |              |
| Classe de execução de estruturas metálicas           |         | EXC2 (EN 1090)                          |                         |                     |          |   |              |
| BETÃO  |         |   |                         |                     |          |   |              |
| Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007 |         |   |                         |                     |          |   |              |
| Elemento   | Classe  | Recobrimento [mm]                       |                         | Exposição ambiental | Cloretos | D <sub>max</sub> [mm]                     | Consistência |
|  |         | Armadura passiva                        | Armadura de pré-esforço |                     |          |   |              |
| Pavimento Terreo                                     | C25/30  | 30                                      | -                       | XC4(P)              | CL0,40   | 22  | S3           |
| Vigas e Pilares                                      | C30/37  | 40                                      | -                       | XC1(P)              | CL0,40   | 22  | S3           |
| Lintéis / Muros                                      | C30/37  | 45                                      | -                       | XC4(P)              | CL0,40   | 22  | S3           |
| Sapatas  | C30/37  | 50                                      | -                       | XC2(P)              | CL0,40   | 25  | S3           |
| Regularização  | C12/15  | -                                       | -                       | X0(P)               | CL1,0    | -   | S3           |
| Enchimento   | LC16/18 | -                                       | -                       | X0(P)               | CL1,0    | Classe da massa volumica (p = 2300 kg/m³) |              |
| AÇO  |         |   |                         |                     |          |   |              |
| Elemento   | Classe  |   | Norma                   |                     |          |   |              |
| Armadura Ordinária                                   | A500NR  |   | EN 10080                |                     |          |   |              |
| Rede electrosoldada                                  | A500EL  |   | EN 10080                |                     |          |   |              |
| Aço estrutural (perfis laminares)                    | S275 JR |   | EN 10025                |                     |          |   |              |
| Aço estrutural (perfis tubulares ocos)               | S275 J0 |   | EN 10210-1              |                     |          |   |              |
| Parafusos, buchas, porcas e anilhas                  | 8.8     |   | EN 20988-1              |                     |          |   |              |

Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj:	24/07/2017	V.A. : M.F.	Obra:	CONTINENTE MODELO	Proj. Estabilidade					
Des:	24/07/2017	Vera Azevedo		BEJA RETAIL PARK	 <b>SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA</b> Rua do Castelo, 11 - 4450-100 Vila Real (Vila Real) - Portugal Tel. +351 254 610 100 Fax +351 254 610 101 Email: info@cad.pt					
Cópiau	---	---		- EXECUÇÃO -						
Visto:	24/07/2017	João Lúcio								
Obs:				Requerente:	PLUS/INVERSA	Descrição Nº				
					Medição Imobiliaria, Lda	17023.00.D.PE.201.00				
Escalas:				Título:	CORTES ESTRUTURAIS CORTE A-A; CORTE B-B					
1:100										
						Substituído a des. nº	---			
						Substituído por	---			

- | QUADRO DE MATERIAIS                                  |         |                   |   |                     |          |   |              |
|--|---------|-------------------|---|---------------------|----------|---|--------------|
| Tempo de vida útil da estrutura                      |         |                   | Categoria 4, 50 anos (EN 1990)          |                     |          |   |              |
| Requisitos de inspeção                               |         |                   | Classe de Inspeção 2 (NP EN 13670:2011) |                     |          |   |              |
| Classe de execução de estruturas metálicas           |         |                   | EXC2 (EN 1090)                          |                     |          |   |              |
| BETÃO  |         |                   |   |                     |          |   |              |
| Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007 |         |                   |   |                     |          |   |              |
| Elemento   | Classe  | Recobrimento [mm] |   | Exposição ambiental | Clotetos | Dmáx [mm]                                 | Consistência |
|  |         | Armadura passiva  | Armadura de pré-esforço                 |                     |          |   |              |
| Pavimento Terreo                                     | C25/30  | 30                | -                                       | XC4(P)              | CL0,40   | 22  | S3           |
| Vigas e Pilares                                      | C30/37  | 40                | -                                       | XC1(P)              | CL0,40   | 22  | S3           |
| Lintéis / Muros                                      | C30/37  | 45                | -                                       | XC4(P)              | CL0,40   | 22  | S3           |
| Sapatas  | C30/37  | 50                | -                                       | XC2(P)              | CL0,40   | 25  | S3           |
| Regularização  | C12/15  | -                 | -                                       | X0(P)               | CL1,0    | -   | S3           |
| Enchimento   | LC16/18 | -                 | -                                       | X0(P)               | CL1,0    | Classe de massa volumica (ρ = 2000 kg/m³) |              |
| AÇO  |         |                   |   |                     |          |   |              |
| Elemento   | Classe  |                   | Norma                                   |                     |          |   |              |
| Armadura Ordinária                                   | A500NR  |                   | EN 10080                                |                     |          |   |              |
| Rede electrosoldada                                  | A500EL  |                   | EN 10080                                |                     |          |   |              |
| Aço estrutural (perfis laminares ocso)               | S275 JR |                   | EN 10025                                |                     |          |   |              |
| Aço estrutural (perfis tubulares ocso)               | S275 J0 |                   | EN 10210-1                              |                     |          |   |              |
| Parafusos, buchas, porcas e anilhas                  | 8.8     |                   | EN 20898-1                              |                     |          |   |              |

Technical drawing of a rectangular plate. The overall dimensions are 0.50 (height) and 0.30 (width). The plate features four holes: two with diameter  $\varnothing 12$  (top and bottom) and two with diameter  $\varnothing 10$  (left and right). A detail callout '1 Est.  $\varnothing 8/0$ ' points to a corner hole. The drawing includes dimension lines and leader lines indicating the hole locations and sizes.

Technical drawing of a rectangular plate. The overall dimensions are 0.50 (height) and 0.30 (width). There are four holes, each with a diameter of  $\varnothing 12$ . The distance between the centers of the holes is 0.10. The distance from the center of a hole to the nearest edge is 0.05. The drawing also shows a detail of a hole with a diameter of  $\varnothing 10$  and a depth of 1.50.

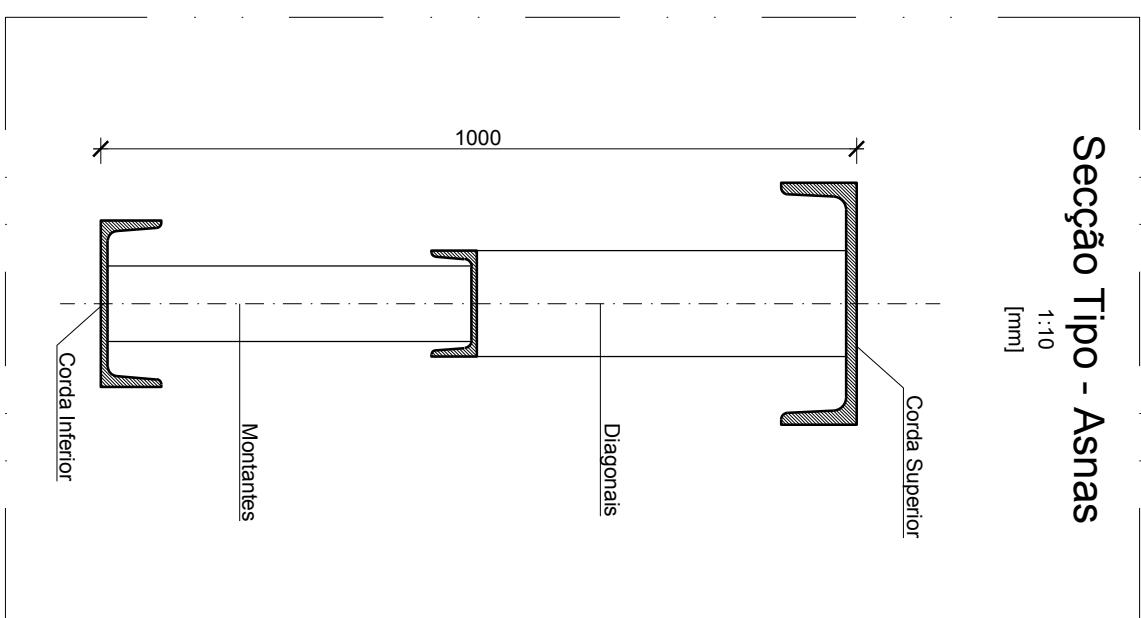
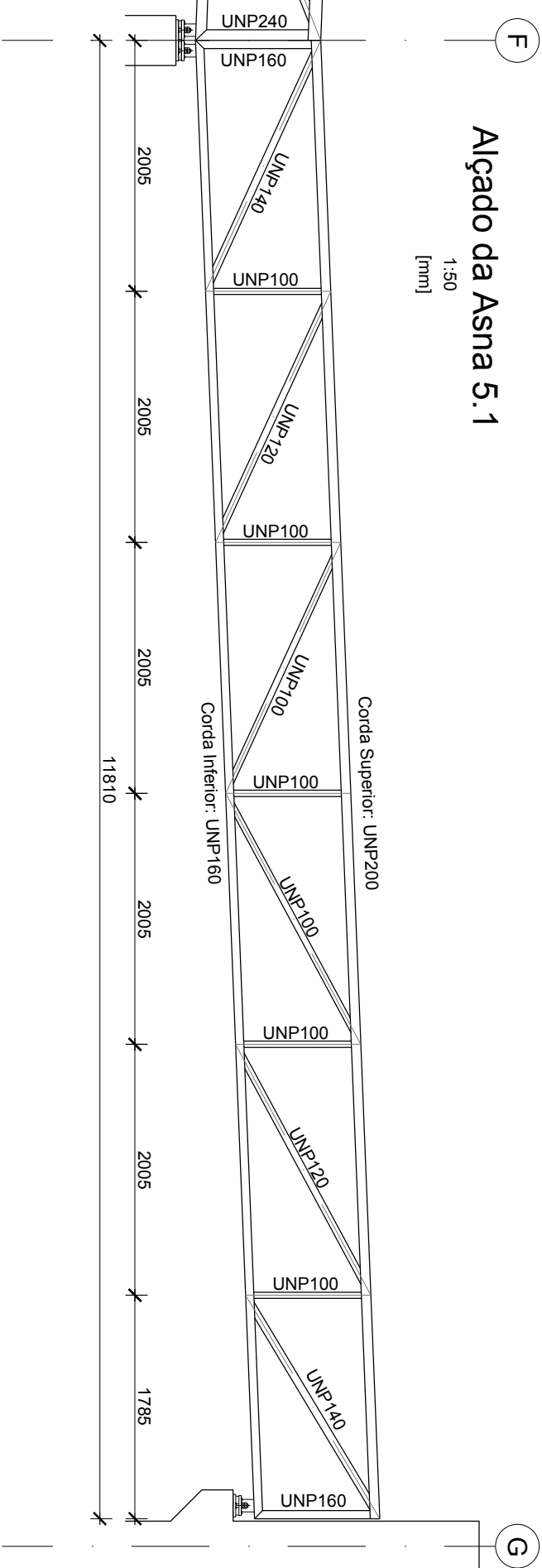
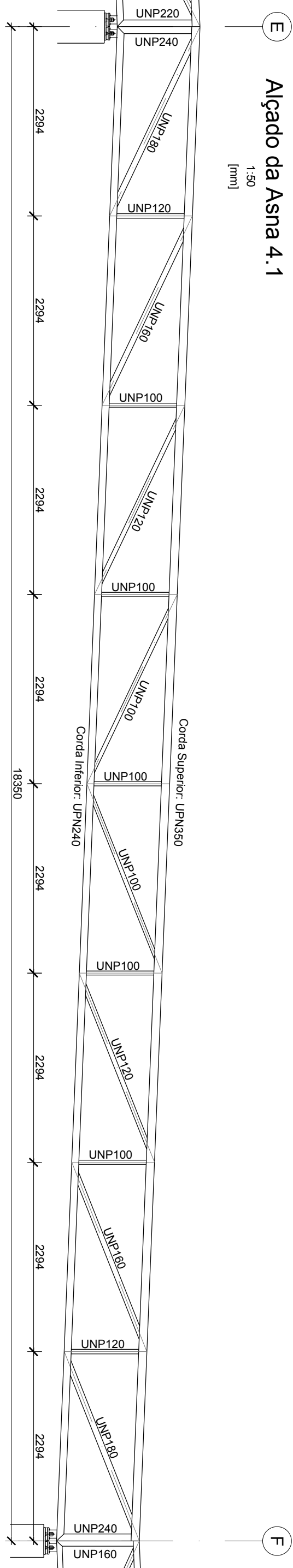
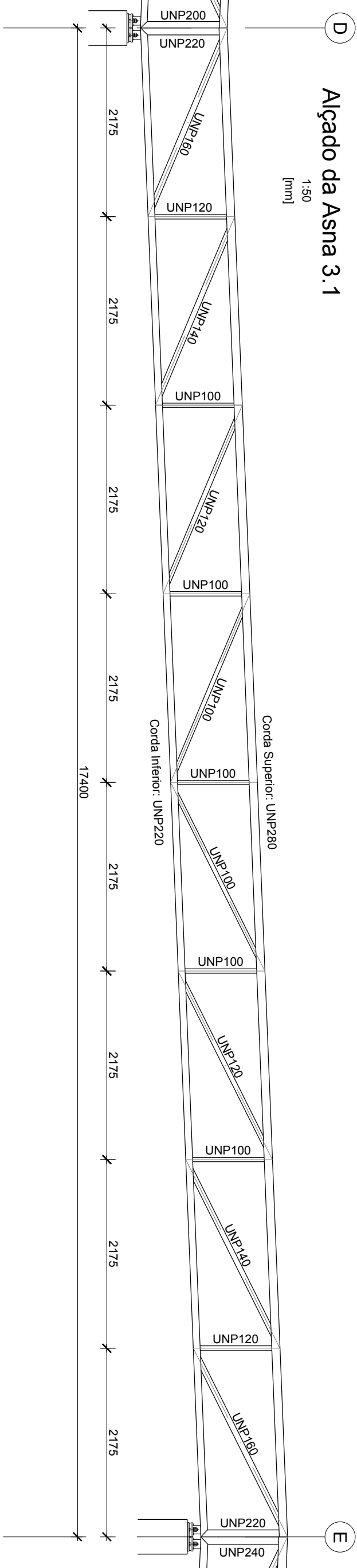
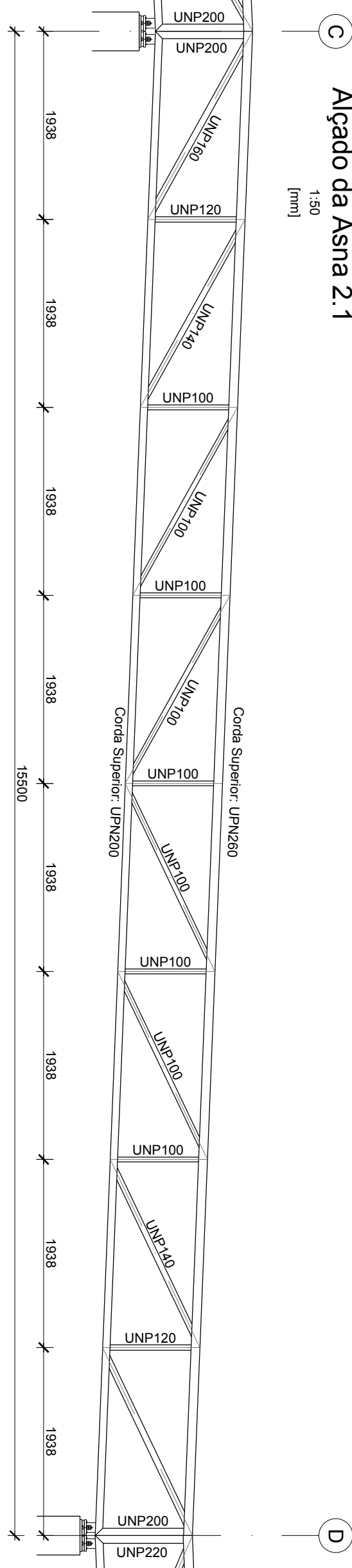
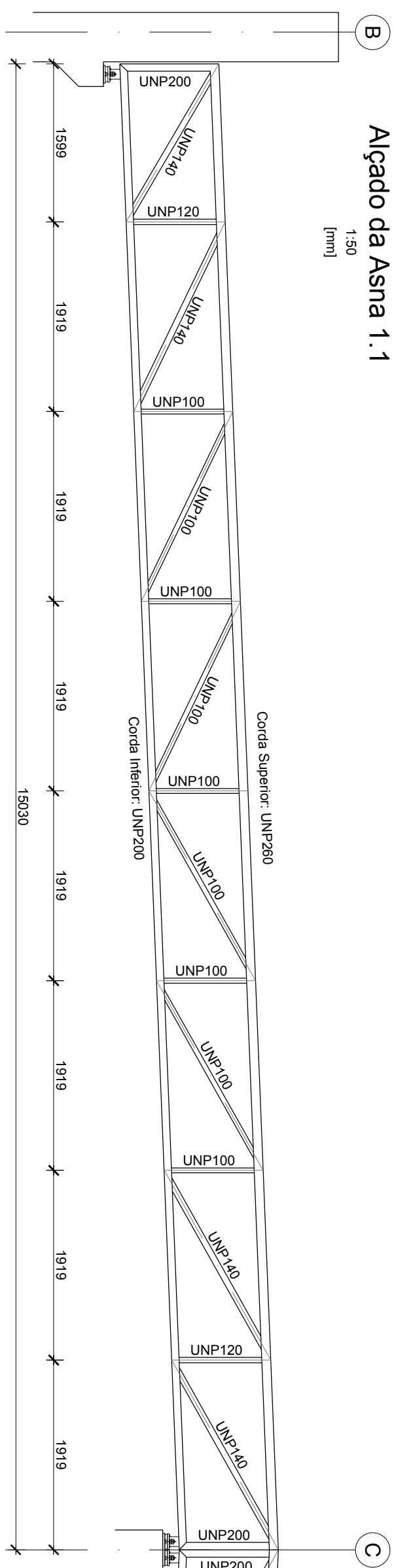
Technical drawing of the front view of the 'Cassa' (box). The drawing shows a rectangular component with a central rectangular hole. The outer dimensions are 0.50 in height and 0.30 in width. The central hole has a diameter of  $\varnothing 10$ . There are four mounting holes, each with a diameter of  $\varnothing 12$ , located at the corners. A dimension line indicates a distance of 1Est.  $\varnothing 8/0$  from the top edge to the top of the central hole.

Technical drawing of a rectangular plate. The overall dimensions are 0.70 (height) and 0.30 (width). The plate has four corner holes, each with a diameter of 20/16. There are also four smaller holes, each with a diameter of 6/16, located along the vertical centerline. A dimension of 1E is indicated for the corner holes, and a dimension of Ø8 is indicated for the smaller holes.

Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj.	24/07/2017	V.A.: M.F.	Obras:	CONTINENTE MODELO BEIJA RETAL PAR - - EXECUÇÃO -	 <p>CCEAD SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA</p> <p>Rua da República, nº 443 - 10120-000 - Porto Alegre, RS FAX 51 301 95 00 - Fone 51 301 95 01 E-mail: ccead@ccead.com.br - www.ccead.com.br</p>
Des.	24/07/2017	Vera Azevedo			
Cópia	---	---			
Visto	---	José Leite			
Obs.	24/07/2017	---			
Requerente:				PLUSINVERSION Mediação Imobiliária, Lda	Desenho Nº. <b>17023.00.D.PE.202.00</b>
Escalas:				Título:	
1:100				CORTE ESTRUTURAL C-C' PORMENORES DE VIGAS	Substitui o des. n° --- Substituto por ---





QUADRO DE CONTRAFLECHAS	
Asnas	Contraflecha a meio vão [mm]
1.1	15
2.1	15
3.1	20
4.1	20
5.1	10

REAÇÕES VERTICAIS POR ASNA (E.L.U.)	
ASNA 1,1	Nsd = 220 kN
ASNA 2,1	Nsd = 220 kN
ASNA 3,1	Nsd = 225 kN
ASNA 4,1	Nsd = 285 kN
ASNA 5,1	Nsd = 175 kN

**ESQUEMA DE PINTURA DAS ESTRUTURAS METÁLICAS SEM NECESSIDADE DE RESISTÊNCIA AO FOGO**

## INTERIOR

- Decapagem com jato abrasivo ao grau Sa2,5;
- Primerio epóxi (estado de zinco tipo: CIN 7K-200 C-POX PRIMER ZP200 HB/100µm);
- Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60µm).

- Decapagem com jato abrasivo ao grau Sa2,5;
- Primário epóxi rico em zinco tipo: CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZN800 (60µm

- Intermediário epóxi tipo: 7L-135 C-POX S135 FD (50µm)
- Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (50µm).

**COM NECESSIDADE DE RESISTENCIA AO FOGO (R60)**

- Decapagem com jato abrasivo ao grau Sa2,5;
- Primário epóxi fosfatado de zinco tipo: CIN 7K-200 C-POX PRIMER ZP200 HB, (10µm);
- Tinta infusível tipo 7P-600 C - THERM IC600 WB, ou equivalente, para garantir um tempo de estabilidade ao fogo de 60min - espessura média de 600µm em função do perfil a proteger;
- Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60µm).

# Soldaduras

Simbologia			Simbologia		
Oficina	Montagem	Forma	Oficina	Montagem	Forma

OTA:

Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (artº 26 a 37, 60, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EUROCÓDIGO 3 sobre execução e controlo de qualidade.

NOTAS:

- Tensão de Segurança do Ternoço = 200kPa - Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra.
- As paredes divisórias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de solididade deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrofóbico tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
- As bitumagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Passeamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a excavar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade execicante de acordo com o projeto de execução e submeter a aprovação do políestista.
- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projeto de arquitetura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade execicante de acordo com os elementos do projeto de execução.

- QUADRO DE MATERIAIS

- | Tempo de vida útil da estrutura | Categoria 4, 50 anos (EN 1990) |
|---------------------------------|--------------------------------|
|---------------------------------|--------------------------------|

- | Requisitos de inspeção | Classe de Inspeção 2 (NP EN 13670:2011) |
|------------------------|---|
|------------------------|---|

- |  |                |
|--|----------------|
| Classe de execução de estruturas metálicas | EXC2 (EN 1090) |
|--|----------------|

- BETÃO**
- Em conformidade com o esboço na NP EN 206-1:2007*

- | Elemento | Recadimento (mm) |  |  |
|----------|------------------|--|--|
|          |                  |  |  |

- | Elemento | Classe              | Exposição ambiental | Cloreto | Dmáx (mm) | Consist |
|----------|---------------------|---------------------|---------|-----------|---------|
|          |                     |                     |         |           |         |
|          | Armadura metálica   |                     |         |           |         |
|          | Armadura de reforço |                     |         |           |         |

- |                   |         |             |   |        |        |    |   |
|-------------------|---------|-------------|---|--------|--------|----|---|
|                   | passiva | pre-injeção |   |        |        |    |   |
| Pavimento Térmico | C25/30  | 30          | - | XCA(P) | CL0,40 | 22 | S |

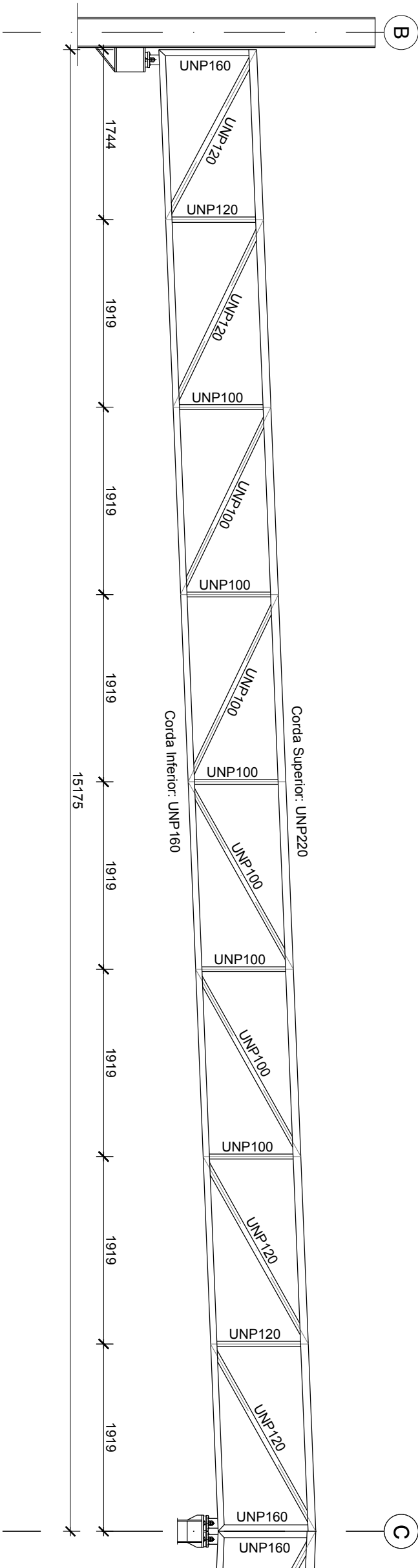
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos da inspeção		Classe de execução 2 (NP EN 13807:2011)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1990)					
BE7ÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Rendimento (nm)	Exposição ambiental	Cieletes	Dmax (mm)	Consistência	
Pavimento Teto	C25/30	30	-	XC4(1P)	CL 0,40	22	S3
Vigas e Placas	C30/37	40	-	XC4(1P)	CL 0,40	22	S3
Lindes / Muros	C30/37	45	-	XC4(1P)	CL 0,40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(1P)	CL 0,40	25	S3
Regularização	C12/16	-	-	XC1P	CL 1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	XC1P	CL 1,0	-	S3
Classificação de durabilidade (p. 31 do Reg. 1)							
Elemento	ACO						
Armadura Orladura	AS60NR						
Rede electrosoldada	AS60EL						
Aço estrutural (perfis laminados)	S275 JR						
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 JO						
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8						
		EN 20898-1					
		EN 10208-1					

[illegible][illegible]

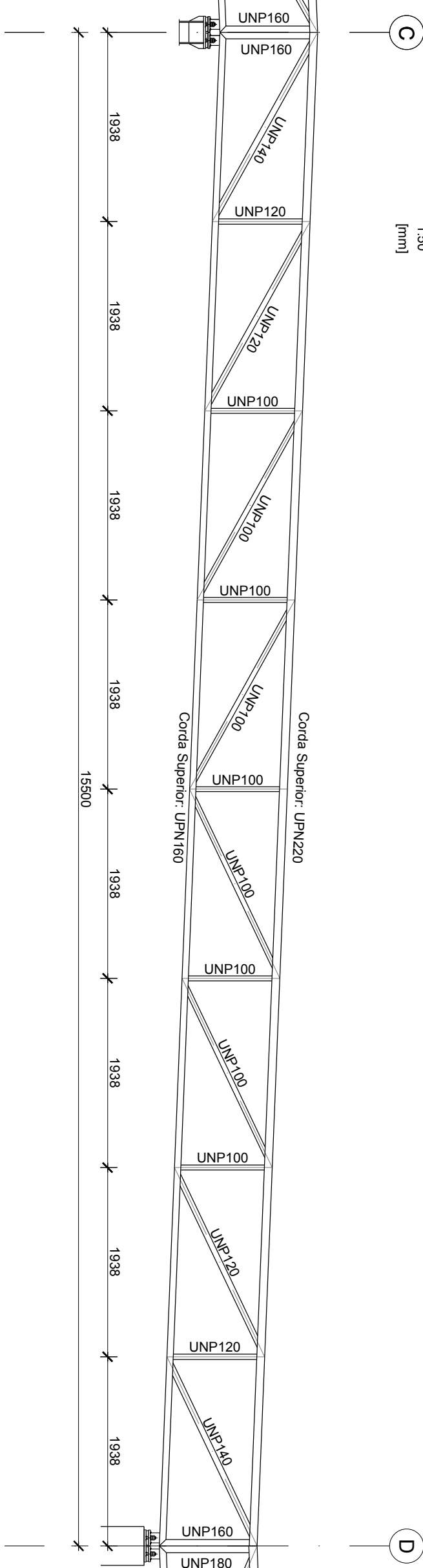


## Alçado da Asna 1.2

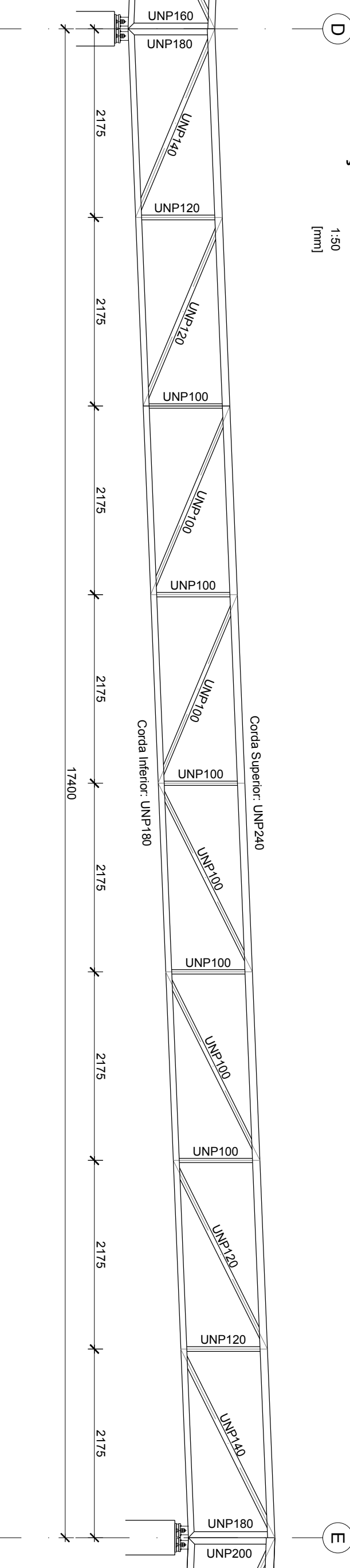
1:50  
[mm]



## Alçado da Asna 2.2

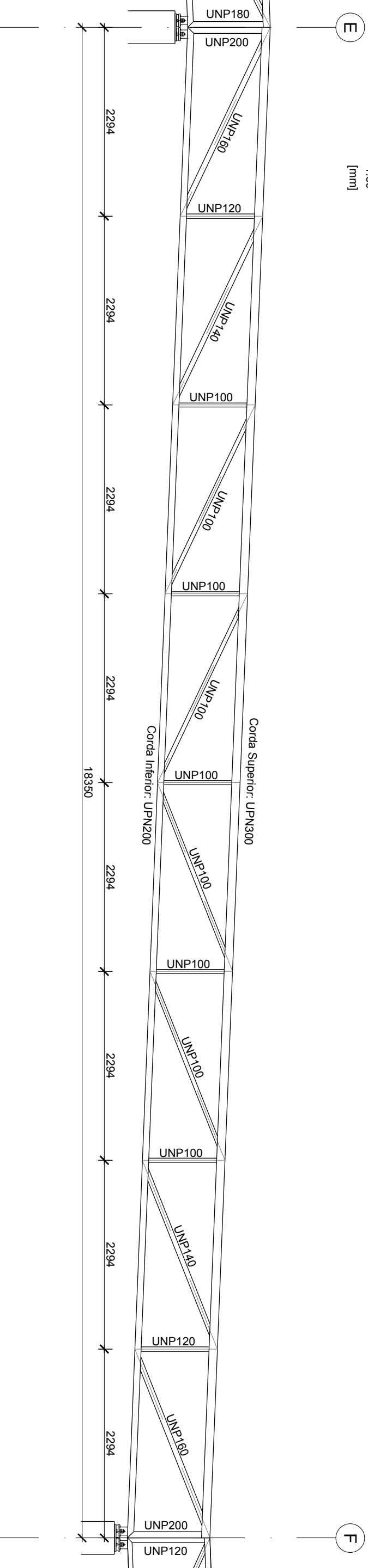
1:50  
[mm]

### Alçado da Asna 3.2

1:50  
[mm]

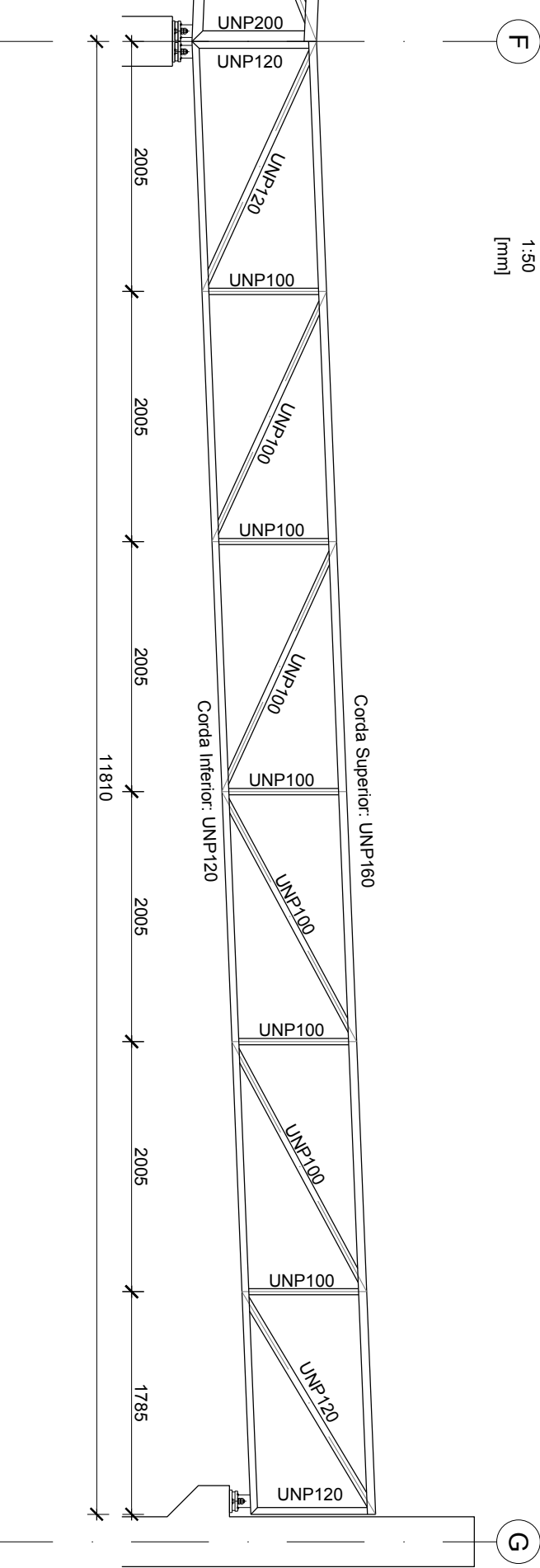
## Alçado da Asna 4.2

1:50  
[mm]

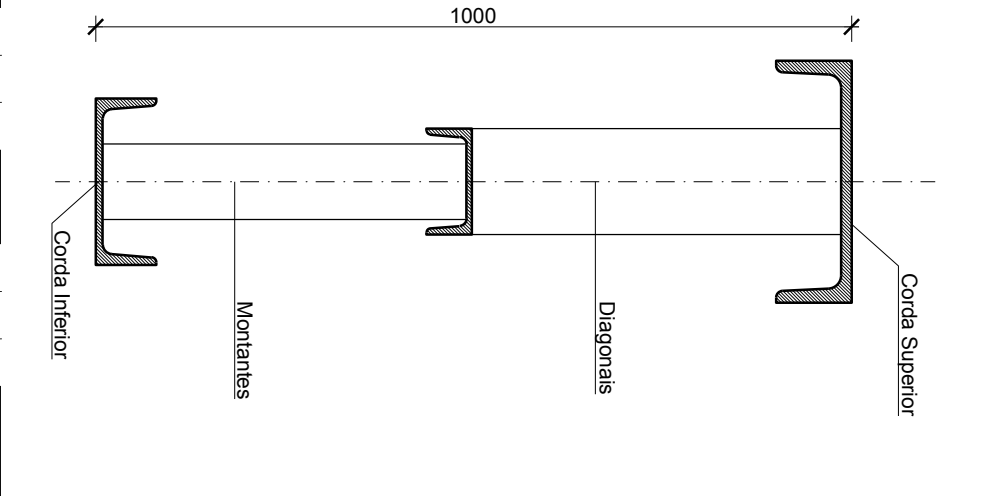


## Alçado da Asna 5.2

1:50  
[mm]



## Secção Tipo - Asnas

1:10  
[mm]

## CONTRAFLANCHAS REACÇÕES VERTICAIS POR

QUADRO DE CONTRAÇÕES		REAÇÕES VERTICAIS POR ASNA (t.t.u.)	
Asnas	Confinadas a novo uso (mm)	ASNA 1,2	N <sub>gd</sub> = 155 kN
1,2	15	ASNA 2,2	N <sub>gd</sub> = 160 kN
2,2	15	ASNA 3,2	N <sub>gd</sub> = 160 kN
3,2	15	ASNA 4,2	N <sub>gd</sub> = 165 kN
4,2	15	ASNA 5,2	N <sub>gd</sub> = 175 kN
5,2	10		

## ESQUEMA DE PINTURA DAS ESTRUTURAS METÁLICAS SEM NECESSIDADE DE RESISTÊNCIA AO FOGO

## SEM NECESSIDADE DE RESISTÊNCIA AO FOGO

## INTERIOR

- Decapagem com jato abrasivo ao grau Sa2,5;
- Primerio epóxi fosfato de zinco tipo: CIN 7K-200 C-POX PRIMER ZP200 HB (100µm);
- Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60µm).

EXTERIOR

- Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2,5;
- Primário epóxi rico em zinco tipo: CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZN800 (60µm);
- Intermediário epóxi tipo: 7L-135 C-POX S135 FD (60µm);
- Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (50µm).

**COM NECESSIDADE DE RESISTENCIA AO FOGO (R60)**

- Descapagem com jato abrasivo ao grau S2.5;
- Primário epóxi isolante de zinco tipo: CN-7K-200 C-POX PRIMER ZP-200 HB (100µm);
- Tinta intumescente -B-8001- C-THEMA IC600 W4 ou equivalente, para garantir um tempo de estabilidade ao fogo de 60min - C-THEMA IC600 W4 de 600µm em tudo do perfil a proteger;
- Acabamento tipo: P-7-238 C-THANE S268 (60µm).

## Soldaduras

[illegible]

## OTA:

Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (artº 26 a 37, 60, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EUROCÓDIGO 3 sobre execução e controlo de qualidade.

## NOTAS:

- Tensão de Segurança do Ternoço = 200kPa - Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra.
- As paredes divisórias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de solididade deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo inibidor tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
- As bitolas e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Planeamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazeamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projeto de execução e submeter a aprovação do projectista.
- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projeto de arquitetura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projeto de execução.

## QUADRO DE MATERIAIS

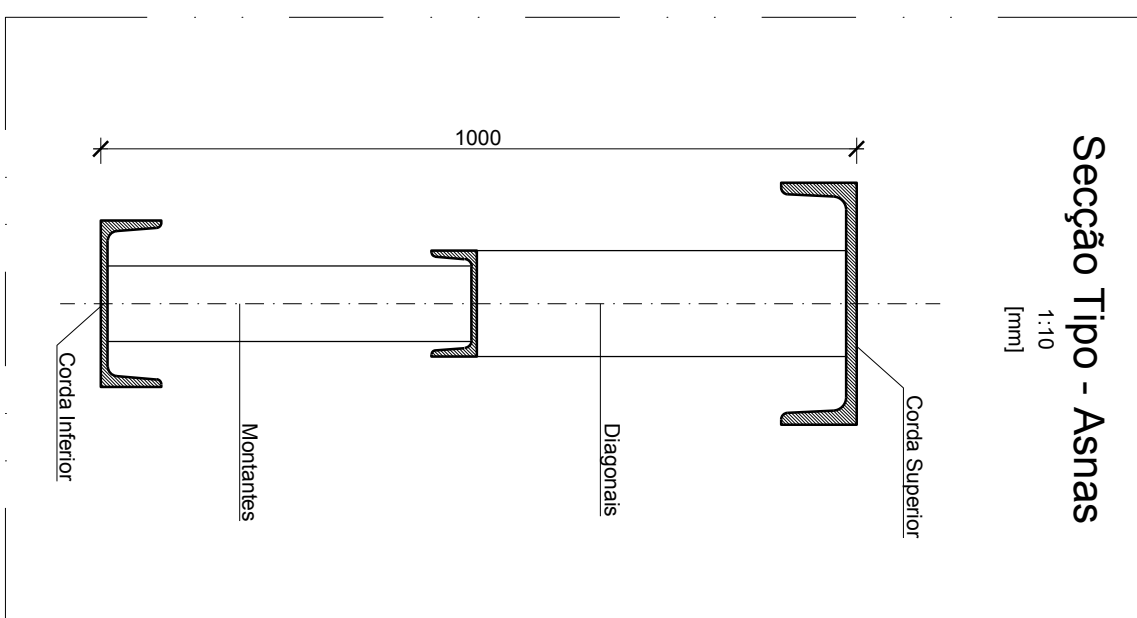
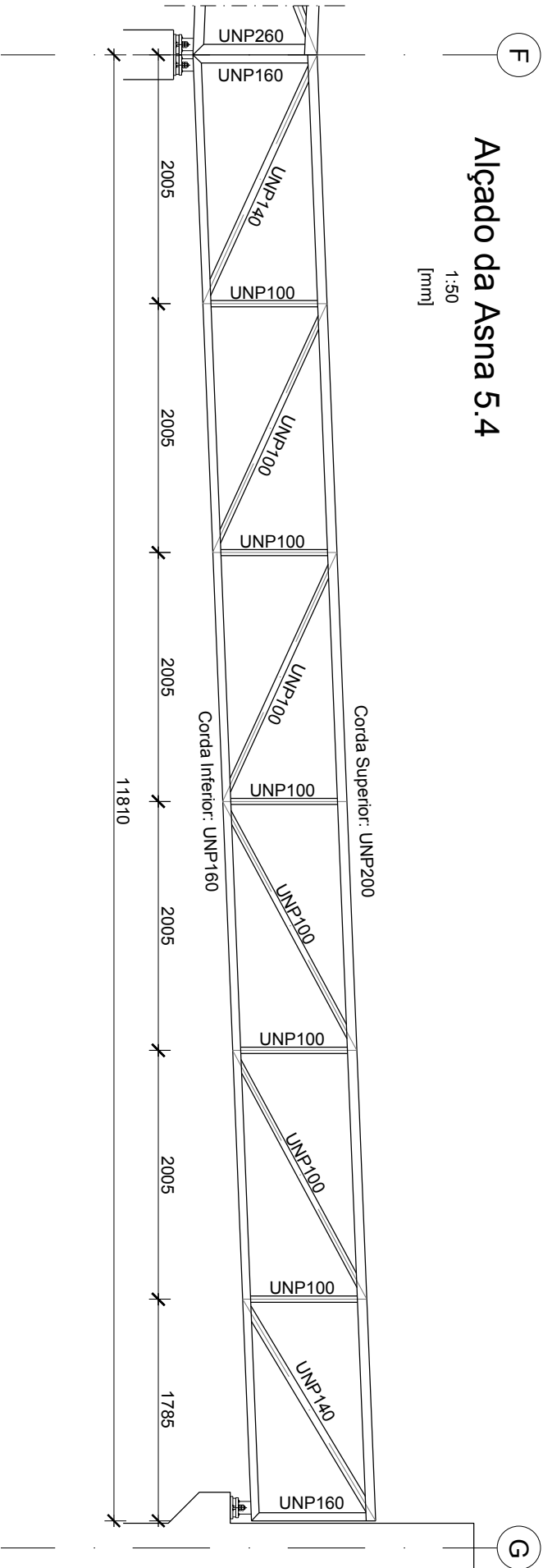
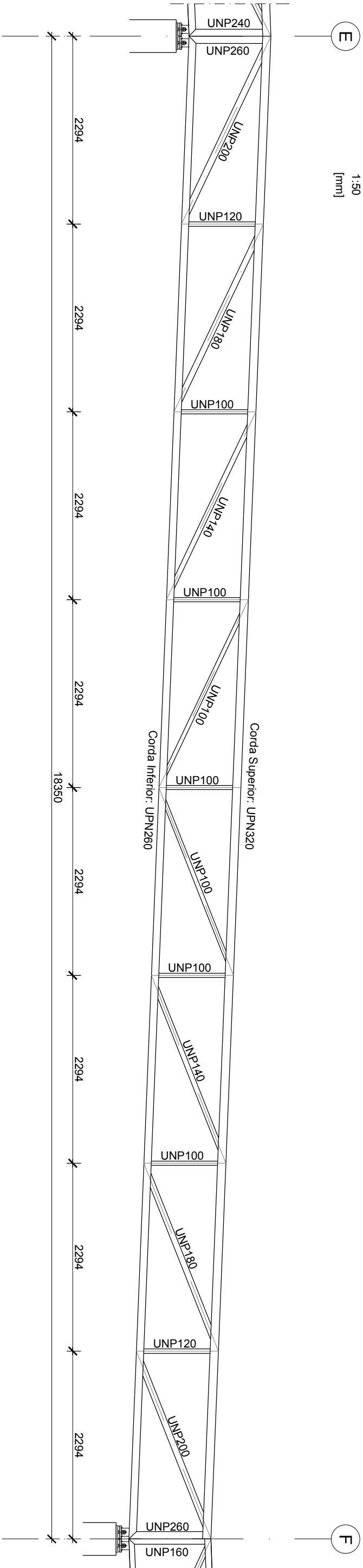
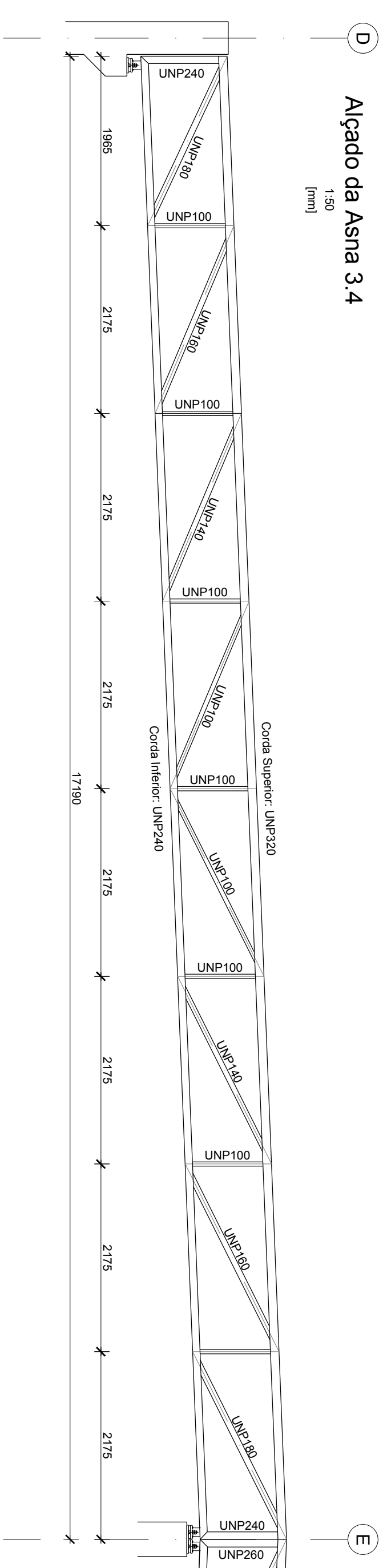
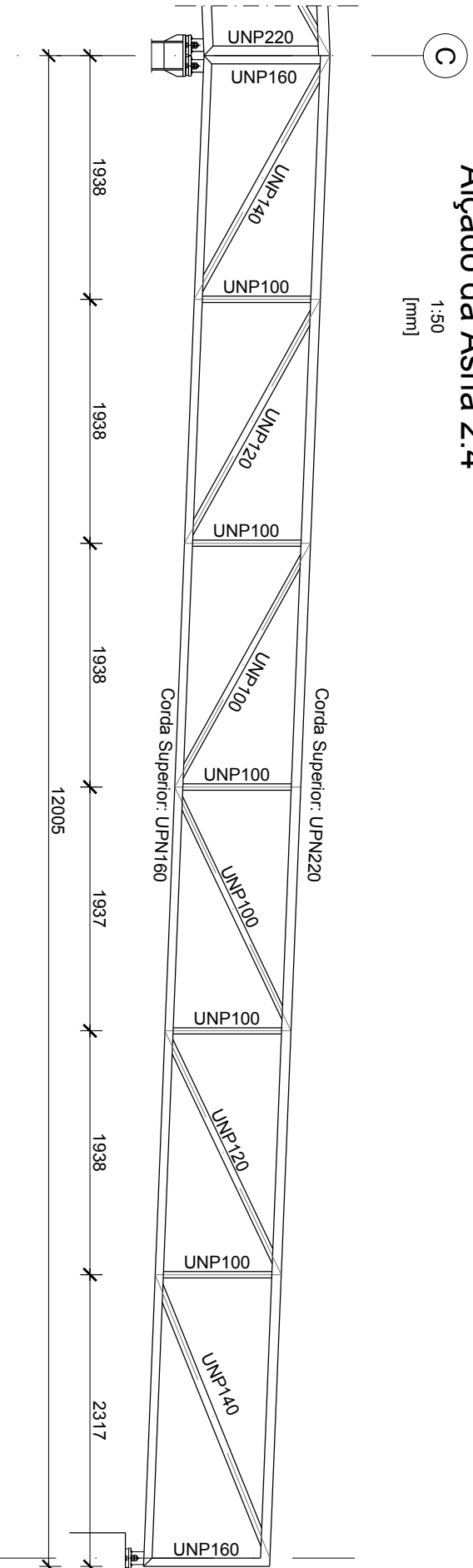
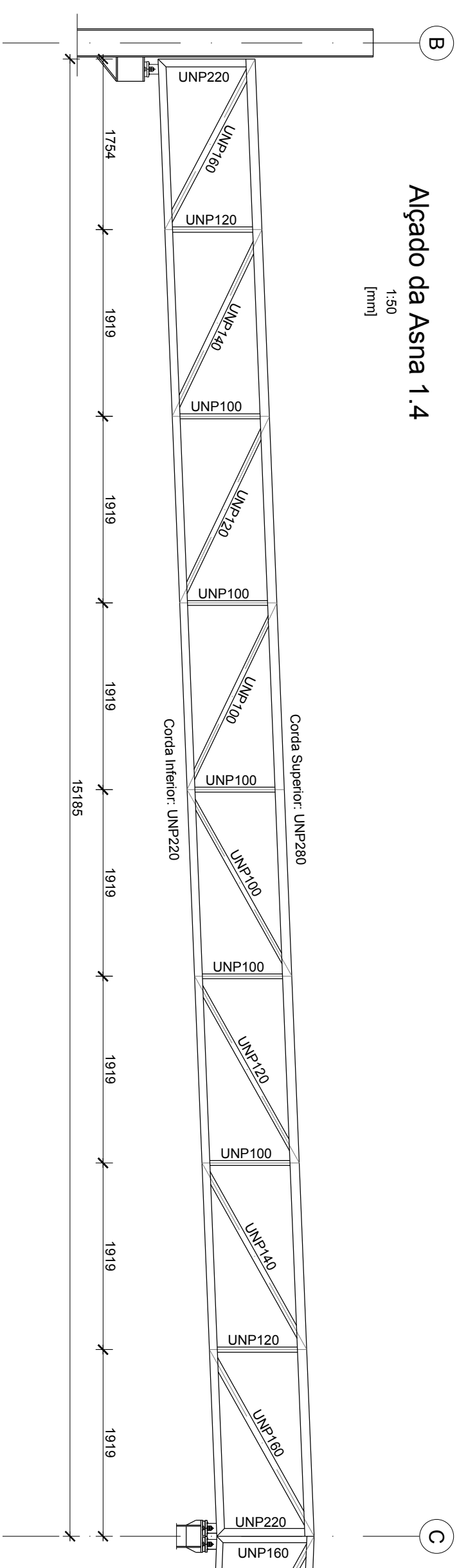
Tempo de vida útil da estrutura		Cargando : 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção		Classe de Inspecção 2 (NP EN 13670 2.1)				
Classes de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)				
BETÃO						
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
Elemento	Classe	Recobrimento (mm)	Exposição ambiental	Cimentos	D <sub>max</sub> (mm)	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-tensão			
Pavimento Tareco	C25/30	30	-	XC4(r)	CL 0,40	S3
Vigas e Pilares	C30/37	40	-	XC4(r/p)	CL 0,40	S3
Lúteis / Muros	C30/37	46	-	XC4(p)	CL 0,40	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC4(p)	CL 0,40	S3
Regularização	C12/16	-	-	XD(r)	CL 1,0	S3
Fôrçamento	LC 16/18	-	-	XD(p)	CL 1,0	(Classificação de resistência S3 (f <sub>ctk</sub> =30N/mm²))
AÇO						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Orefinada	ASGONR	EN 10080				
Rede electrosoldada	ASPEL	EN 10081				
Aço estrutural (perfis laminados)	SZ75 JR	EN 10025				
Aço estrutural (perfis tubulares circos)	SZ75 JO	EN 10210-1				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1				

[illegible]









QUADRO DE CONTRAFLECHAS	
Asnos	Contraflecha a meio v&o [mm]
1.4	15
2.4	10
3.4	20
4.4	20
5.4	10

REAÇÕES VERTICAIS POR ASNA (E.L.U.)	
ASNA 1.4	Nsd = 285 kN
ASNA 2.4	Nsd = 285 kN
ASNA 3.4	Nsd = 290 kN
ASNA 4.4	Nsd = 295 kN
ASNA 5.4	Nsd = 165 kN

# Soldaduras

Simbolologia		Formatura	Simbolologia		Formatura
Oficina	Montagem		Oficina	Montagem	
		e-e6 			e-e15 
		 e-e6			e-e15 
		 e-e6			e-e15 
		 e-e6			e-e15 
		 e-e6			e-e15 

NOTA:  
Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios [artº 28 a 37, 60, 65, NP 151] e cumprimento das recomendações do EUROCOD 3 sobre execução e controlo de qualidade.

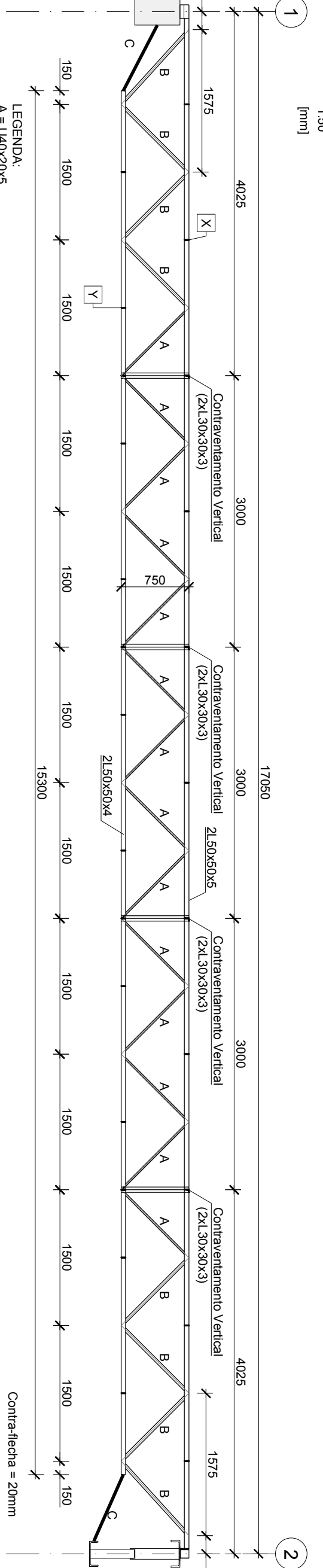
- Tensão de Segurança do Terreno ≥ 200kPa. Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.  
- Todas as cotas indicadas deverão ser válidas para projeto de arquitetura e confirmadas em obra.  
- As paredes divisorias de alvenaria deverão ser soldadas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.  
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.  
- Deverá ser utilizado no betão um ativo hidrofúgo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.  
- As betoneiras e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e faseamento de Execução.  
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.  
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projeto de execução e submetida à aprovação do projetista.  
- A pormenorização de cobertura Deck deve ser consultada no projeto de arquitetura.  
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projeto de execução.

Tempo de vida útil da estrutura		Cargando 4, 50 anos (EN 1989)				
Requisitos de inspeção		Classe de Inspeção 2 (NP EN 13870:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)				
BEFO						
Em conformidade com o estipulado no NP EN 206-1:2007						
Elemento	Classe	Recomendado (mm)	Arestas arredondadas	Cortes	Dinax (mm)	Consistência
Pavimento Teto	C25/30	30	-	X/C4/P	CL0-40	S3
Vigas e Paredes	C30/37	40	-	X/C4/P	CL0-40	S3
Luminárias / Iluminações	C30/37	45	-	X/C4/P	CL0-40	S3
Sapatas	C30/37	50	-	X/C2/P	CL0-40	S3
Regulamentação	C12/16	-	-	X/P/P	CL1-0	S3
Fundamento	LC16/H8	-	-	X/P/P	CL1-0	S3
Comentário: Se houver uma alteração, consultar o projeto.						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Orlante	AS500NR	EN 10080				
Rede electrosoldada	AS500EL	EN 10080				
Argo estrutural (perfis laminados)	S275 JR	EN 10025				
Argo estrutural (perfis tubulares cosos)	S275 J0	EN 10210-1				
Pinturas, bases, juntas e juntas	6,8	EN 20098-1				

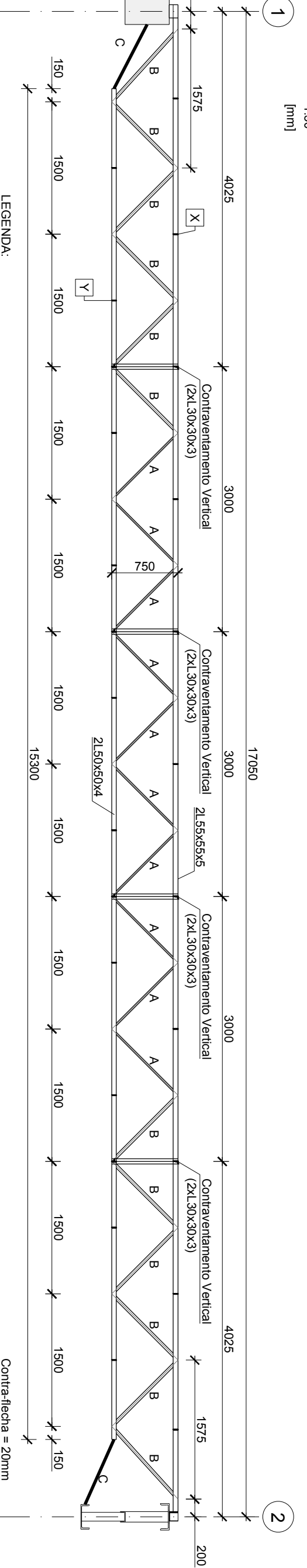
[illegible]



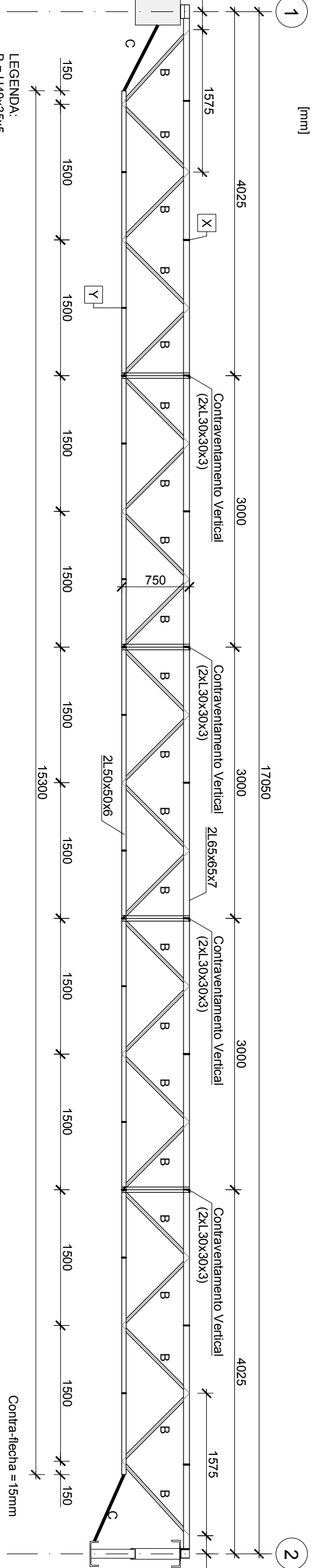
## Alçado da Madre 1.1



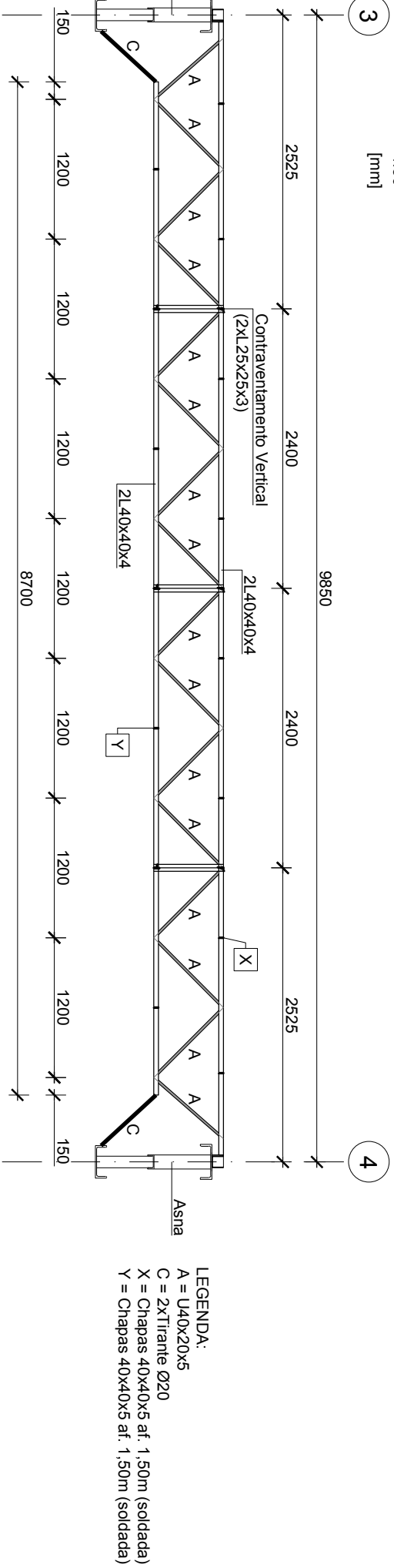
## Alçado da Madre 1.2



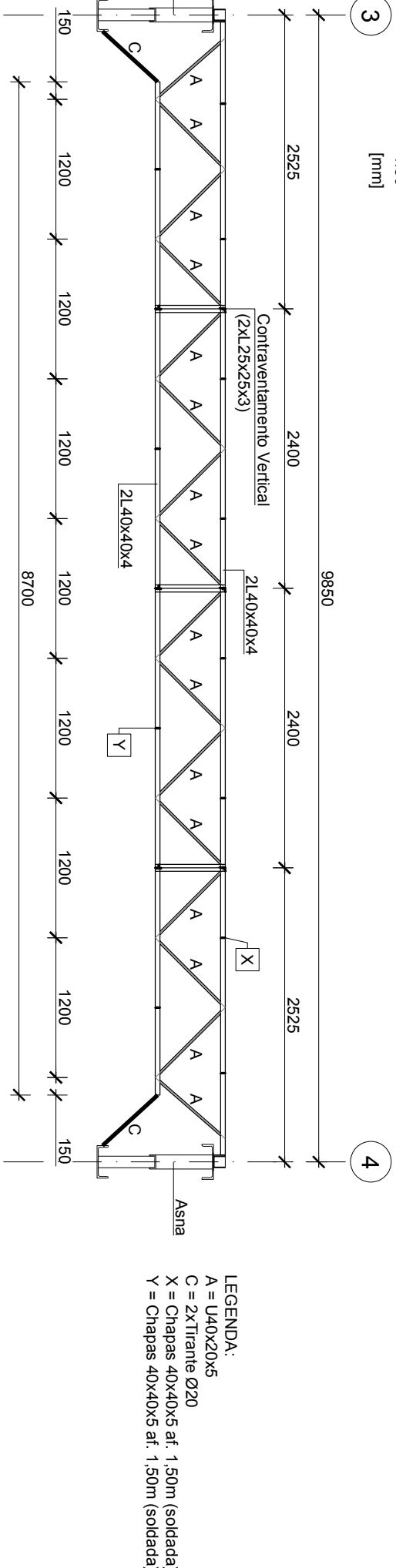
### Alçado da Madre 1.3



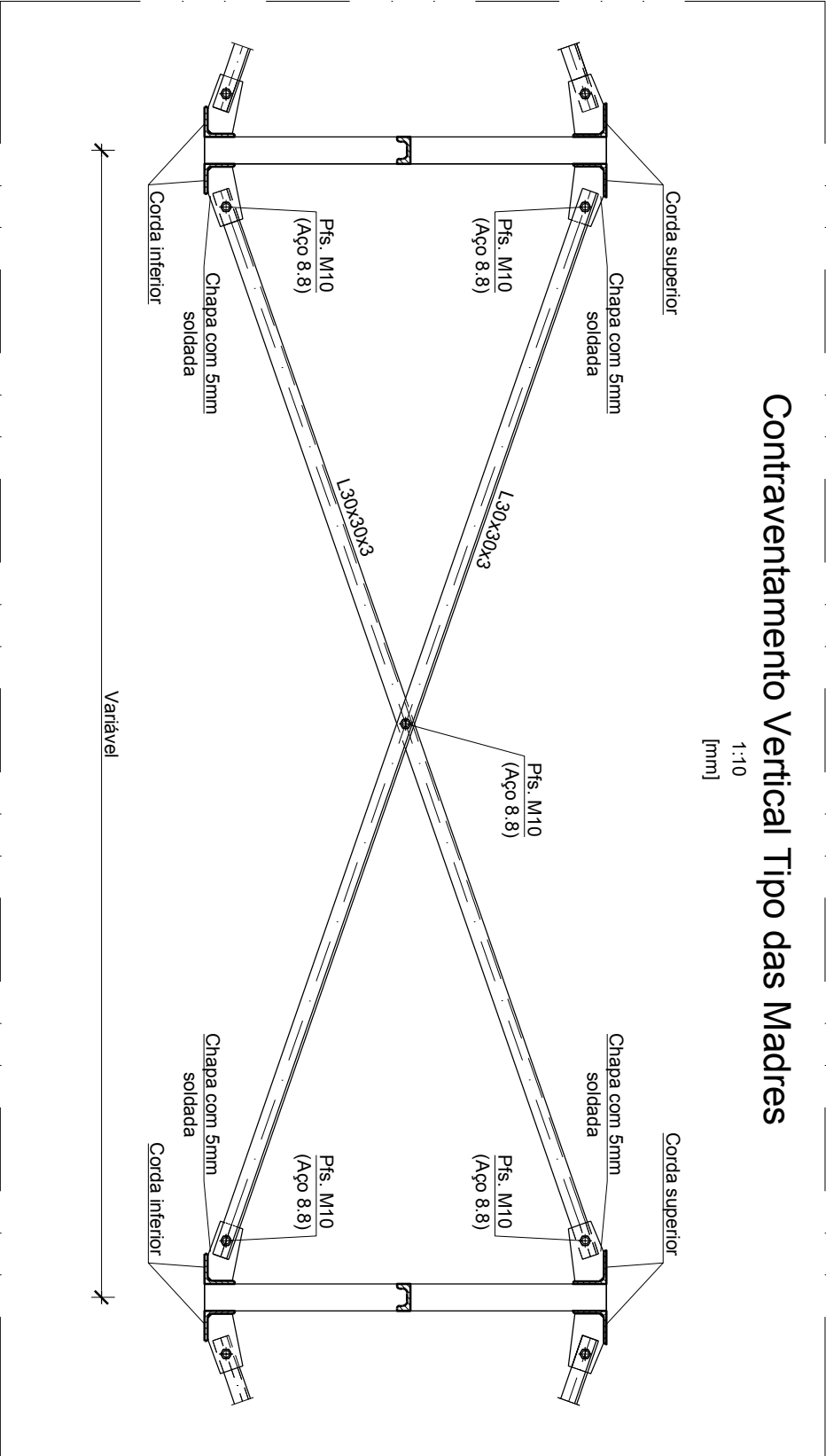
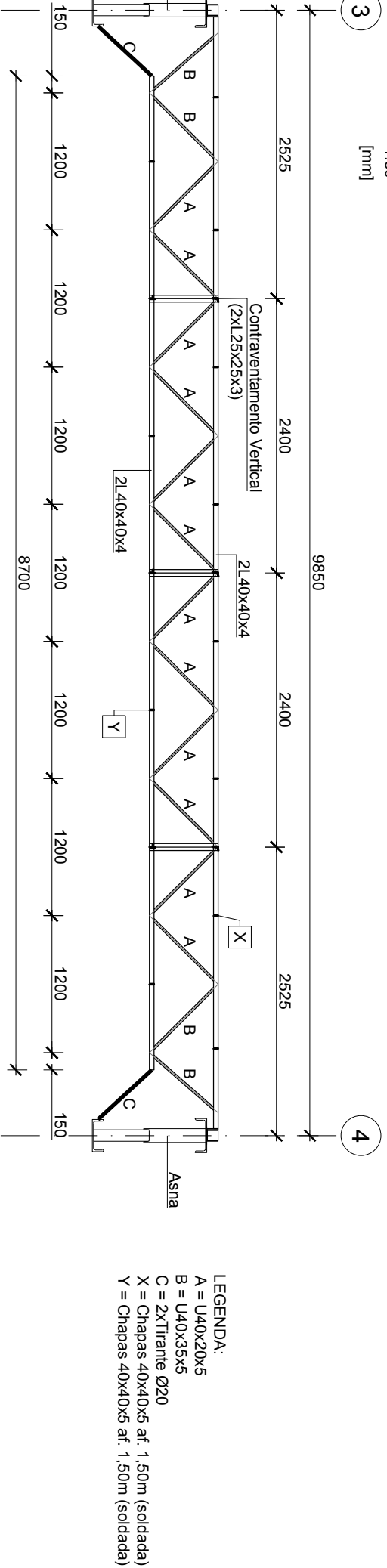
### Alçado da Madre 3.1



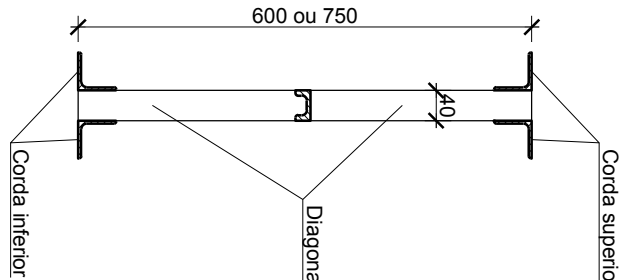
### Alçado da Madre 3.2



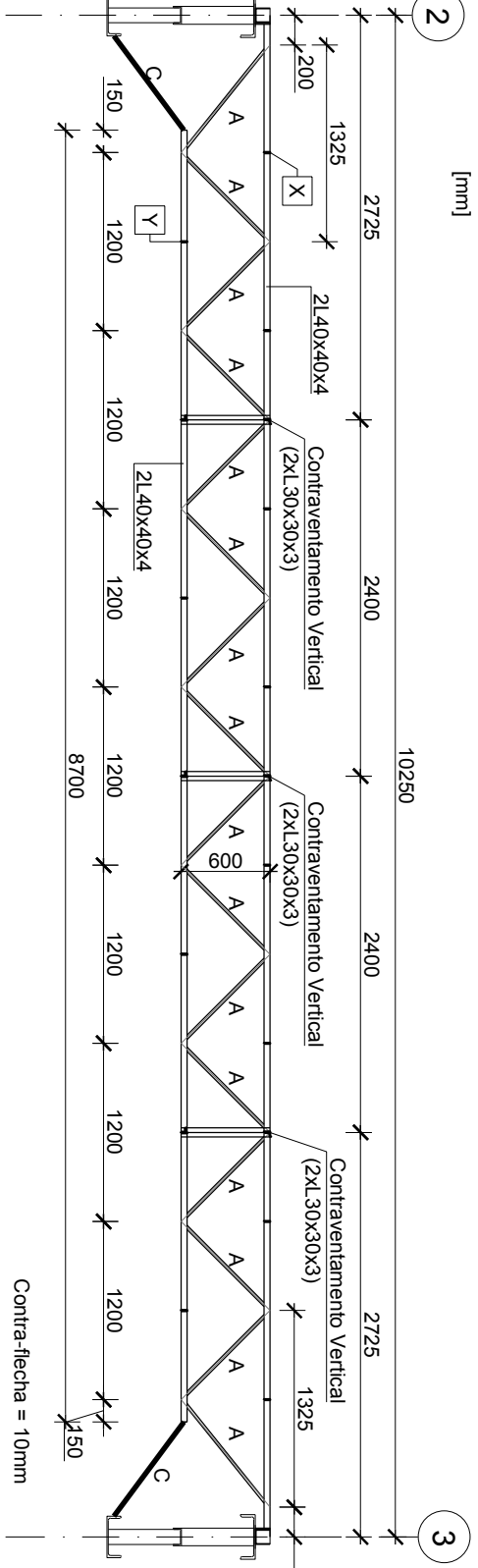
### Alçado da Madre 3.3



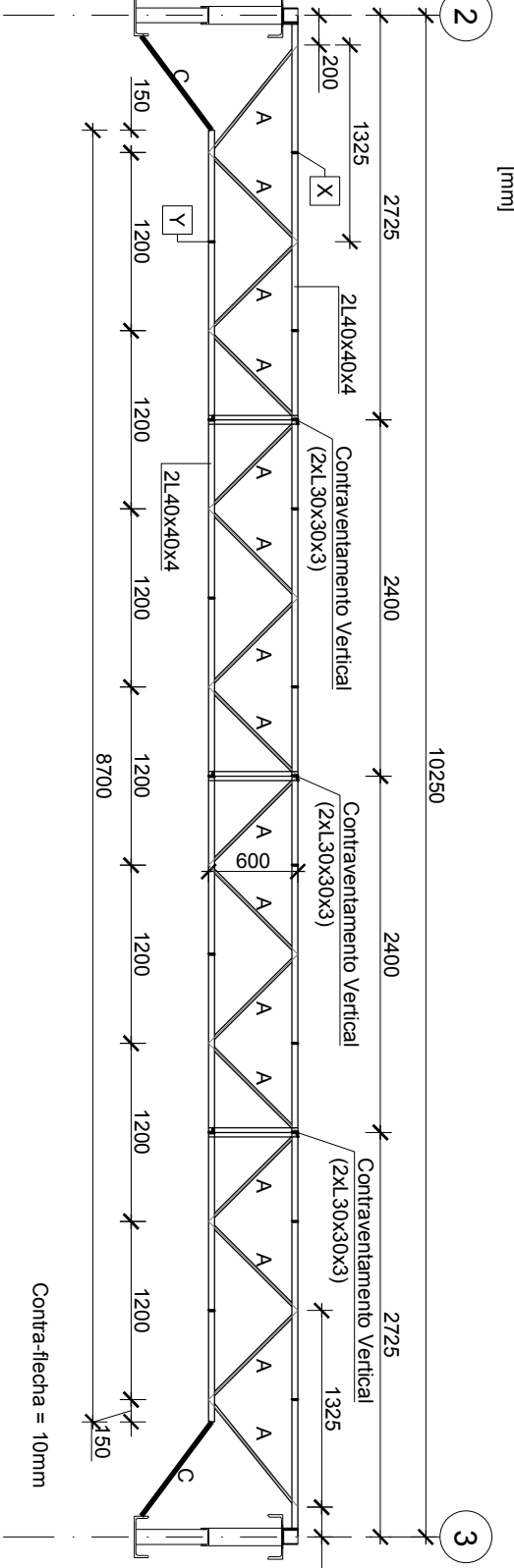
Madres - Secção Tipo



## Alçado da Madre 2.1



## Alçado da Madre 2.2



## ESQUEMA DE PINTURA DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

## SEM NECESSIDADE DE RESISTÊNCIA AO FOGO

INTERIOR

- Lactopigment com partículas autissivas ao grau S250;
- Primário epóxi fosfatado de zinco tipo: CIN 7K-200 C-POX PRIMER ZP200 HB(100µm);
- Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60µm).

EXTERIOR

- Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2,5;
- Primário epóxi rico em zinco tipo: CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZN800 (60µm).

**COM NECESSIDADE DE RESISTÊNCIA AO FOGO (R60)**

- Deixar em contato com o ar seco, a.
- Primário epoxi fosfato de zinco tipo: CIN 7K-200 C-POX PRIMER ZP200 HB (100µm);
- Tinta fluorescente 7B-600 C - THERMA ICS600 WB, ou equivalente, para garantir um tempo de estabilidade ao fogo de 60min - espessura média de 600µm em função do perfil a proteger;
- Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60µm).

a priori,

# Soldaduras

Simbologia		Pormenor	Simbologia		Pormenor
Oficina	Montagem		Oficina	Montagem	

NOTA:

Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (artº 26 a 37, 60, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EUROCODISO 3 sobre execução e controlo de qualidade.

NOTA:  
Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (artº 26 a 37, 60, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EUROCODIGO 3 sobre execução e controlo de qualidade.

NOTAS:

- Teste de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as áreas indicadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra.
- As paredes divisoras de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em cunhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de solidatutura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de alongo, ou de penetração (tal as juntas de topo a topo).
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrofúgo tipo "PLASTOCRENE" ou equivalente.
- As betoneiras e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a excavar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projeto de execução e submeter a aprovação do projectista.
- A formalização da cobertura Dêco deve ser consultada no projeto de arquitetura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projeto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção 2 (Nº EN 13670/2011)					
Classe de exceção de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)					
BEFÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o especificado na NP EN 206-1:2007					
		Recobrimento (mm)	Exposição atmosférica	Corrosão	Diáx (mm)	Consistência	
Pavimento Têxteo	C25/30	Armadura passiva	-	XC4(1P)	CL0.40	22	S3
Vigas e Placas	C30/37	-	-	XC1(P)	CL0.40	22	S3
Lúndis / Muros	C30/37	45	-	XC4(1P)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	XHP1	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	XHP1	CL1.0	-	S3
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Oridante	A500NR	EN 10080					
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminados)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares circs)	S275 J0	EN 10210-1					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1					

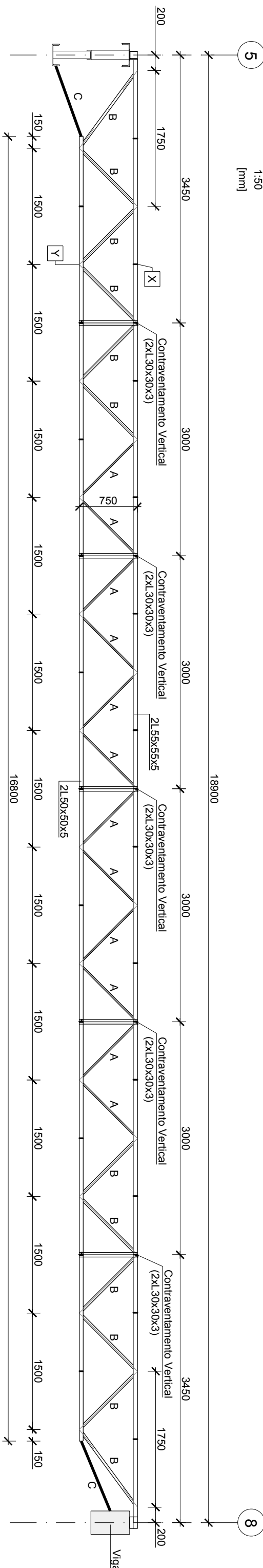
[illegible]



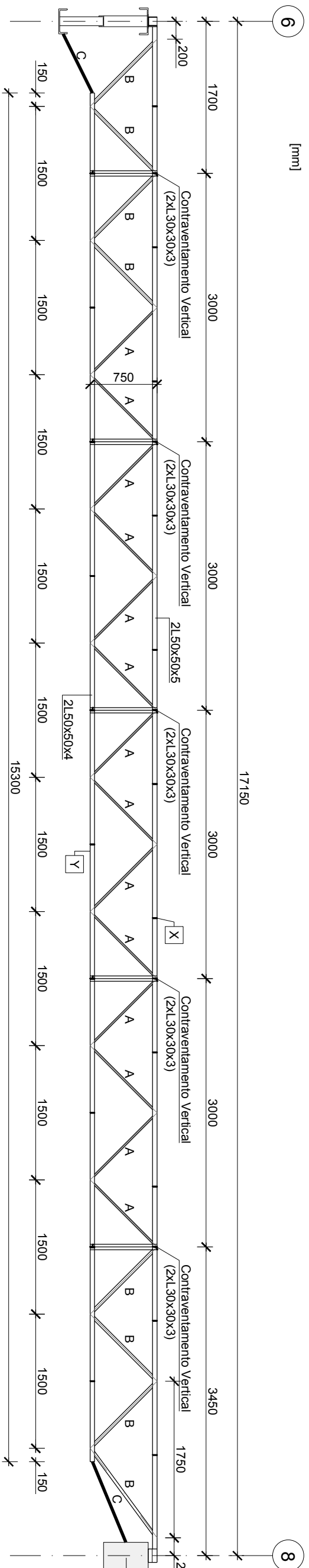




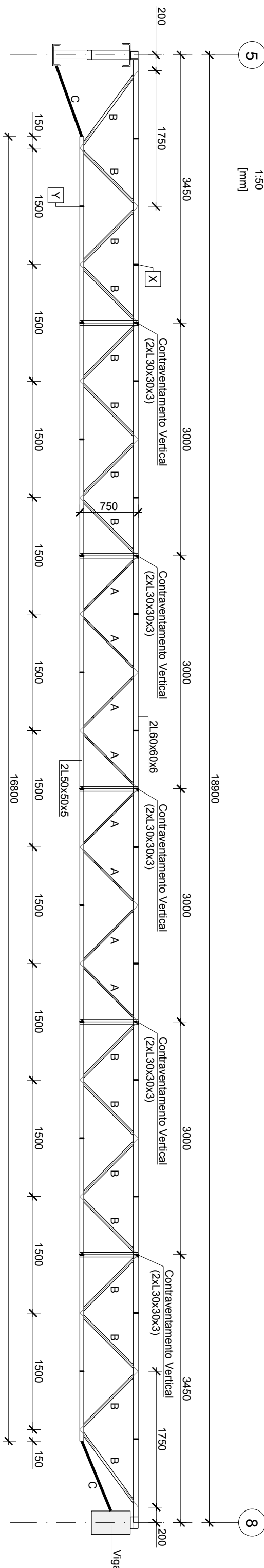
## Alçado da Madre 5.1



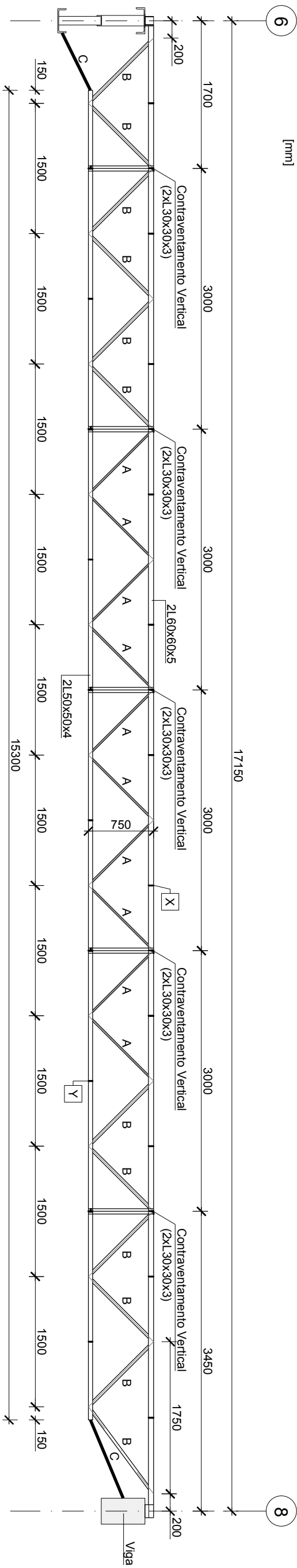
## Alçado da Madre 5.2



## Alçado da Madre 5.4



## Alçado da Madre 5.5



LEGENDA:  
A = U40x20x5  
B = U40x35x5  
C = 2xTranete Ø20  
X = Chapas 40x60x5 af. 1,50m (soldada)  
Y = Chapas 40x50x5 af. 1,50m (soldada)

NOTAS:

- Todas as diagonais, cordas (superior e inferior) e chanas X Y deverão ser soldadas entre si

## ESQUEMA DE PINTURA DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

## SEM NECESSIDADE DE RESISTENCIA AO FOGO

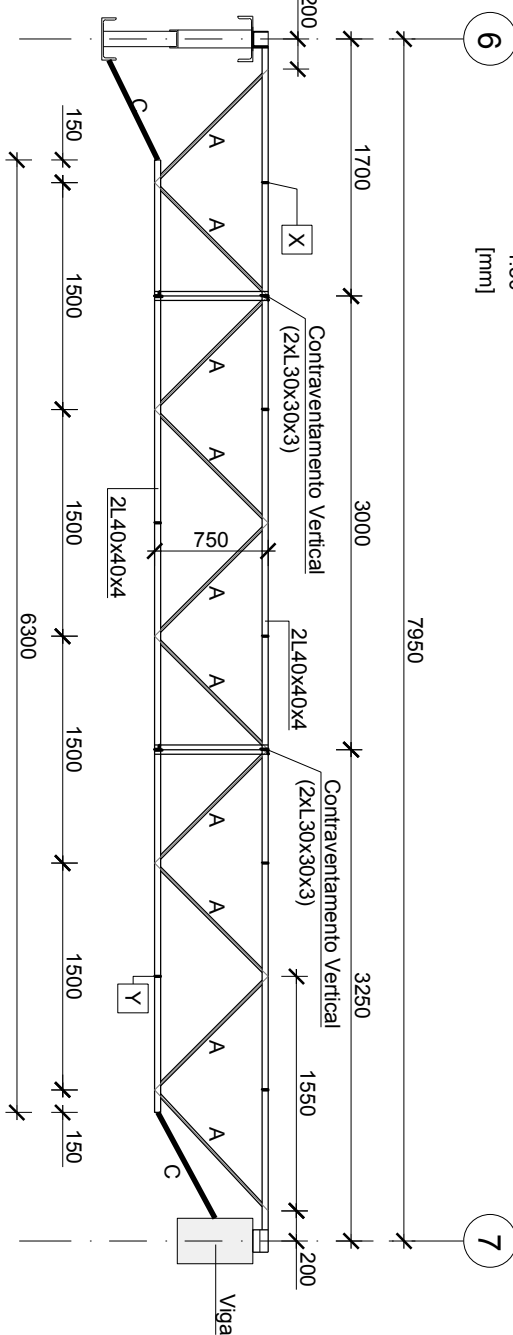
## INTERIOR

- Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2,5;
- Primário epóxi fosfatado de zinco tipo: CIN 7K-200 C-POX PRIMER ZP200 HB(100µm);
- Acabamento tipo: 7P-25S C-THANE S258 (60µm).

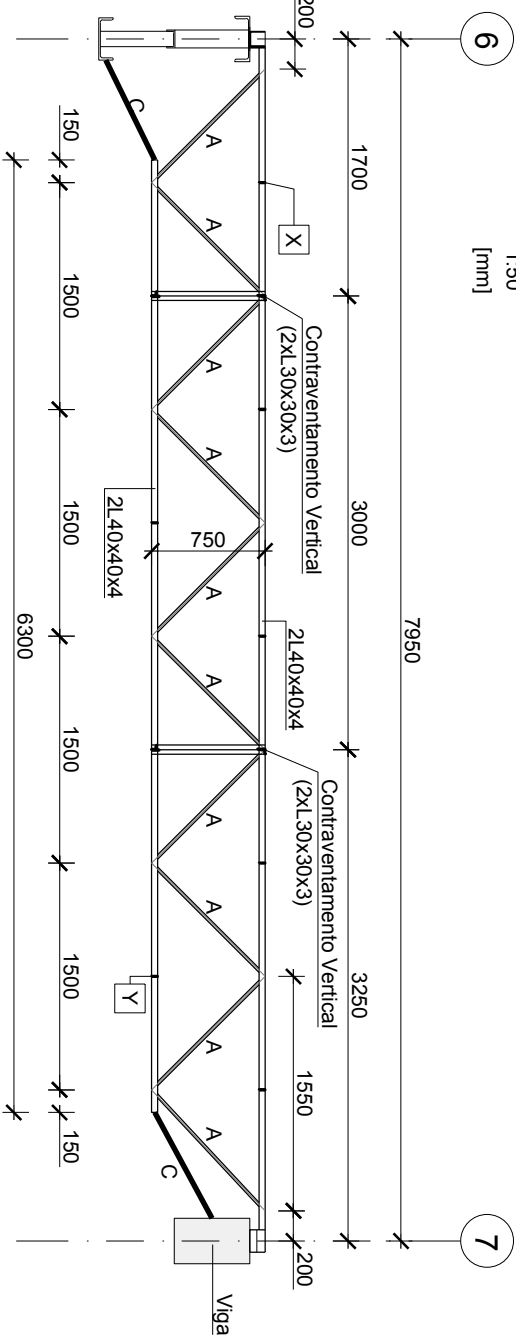
EXTERIOR

- Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2,5;
- Primário epóxi rico em zinco tipo: CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZN800 (60µm);
- Intermediário epóxi tipo: 7L-135 C-POX S135 FD (50µm);
- Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (50µm).

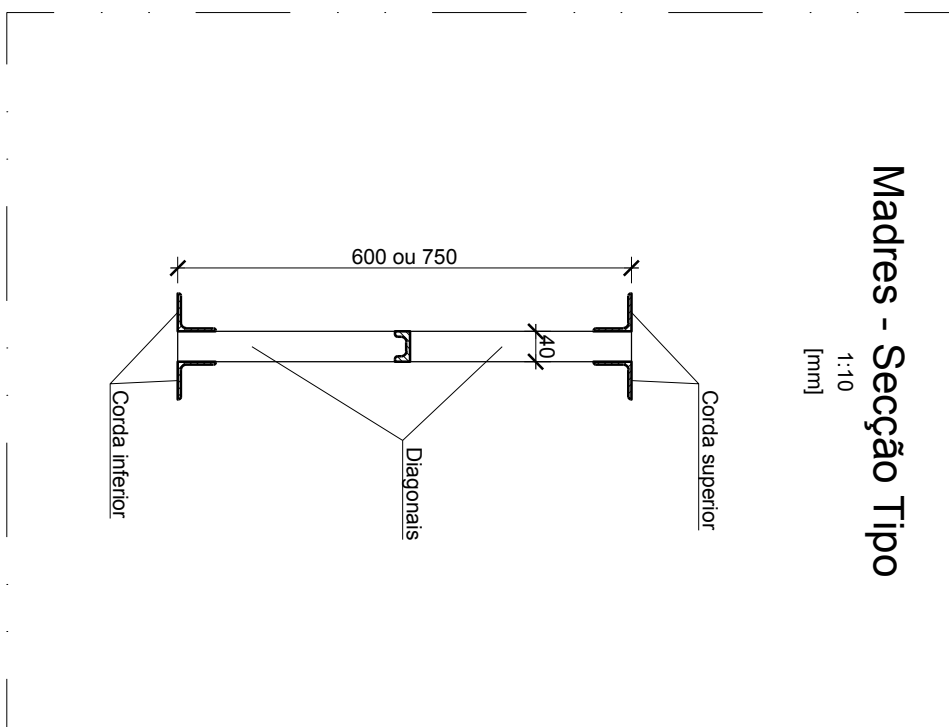
### Alçado da Madre 5.3



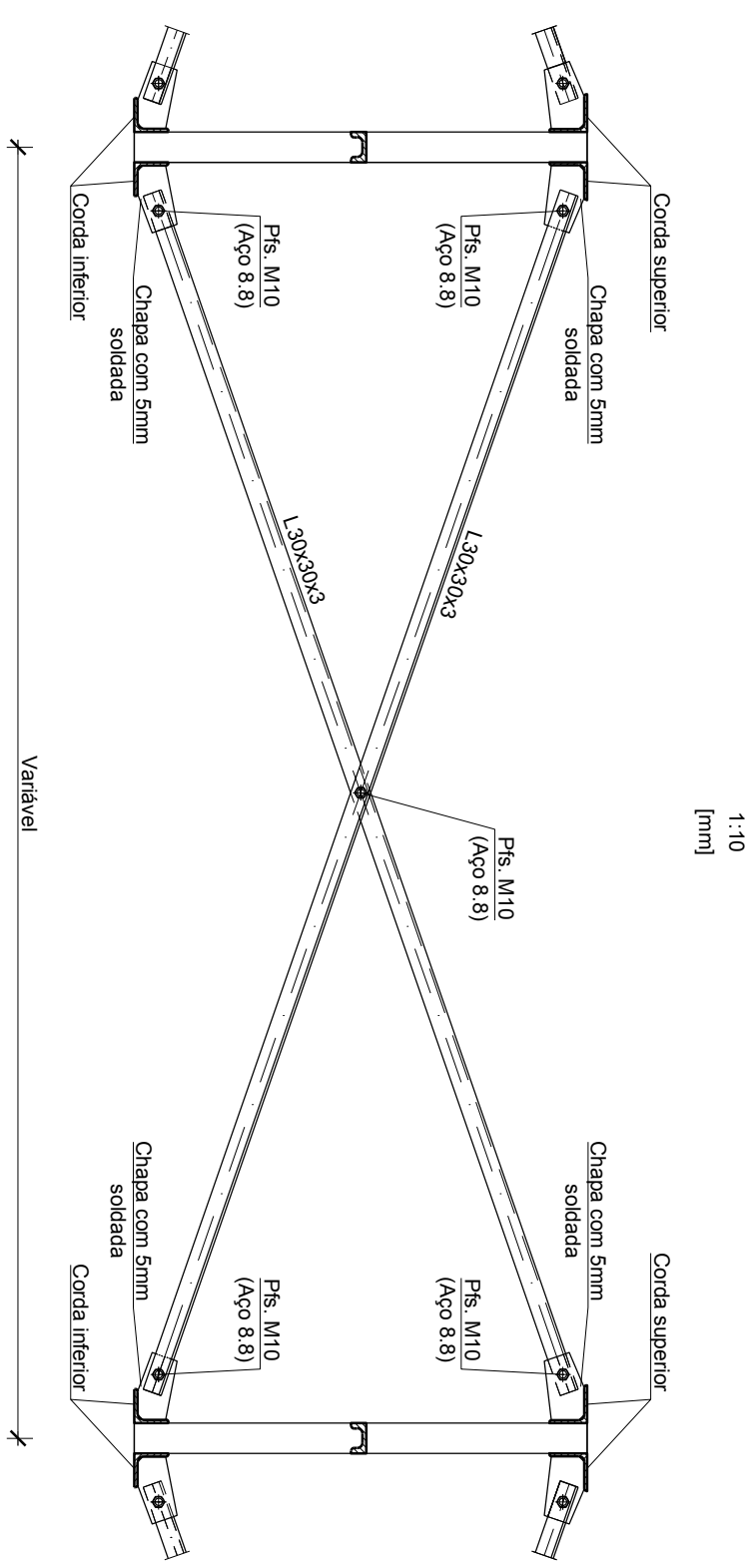
## Alçado da Madre 5.6



Madres - Secção Tipo



## Contraventamento Vertical Tipo das Madres



## Soldaduras




Simbollogia		Pormen	Simbollogia		Pormen
Oficina	Montagem		Oficina	Montagem	

**NOTA:**  
Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (art. 26 a 37, 60, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EUNOCODDIGO 3 sobre execução e controlo da qualidade.

NOTAS:

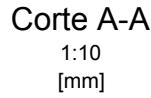
- Teste de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra.
- As partes divisoras de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em cunhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de solidadeira deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de alongo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrofúgo tipo "PLASTOCRETE" ou equivalente.
- As betoneiras e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projeto de execução e submeter a aprovação do projectista.
- A implementação da cobertura Deck deve ser consultada no projeto de arquitetura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projeto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Cargação 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção 2 (NF EN 13670:2011)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)					
BETÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NF EN 206-1:2007					
	<div>Amplitude de fissuras</div> <div>Amplitude de deslocamento</div>	Recomendado (mm)	Exatidão mínima	Coroado	Draxx (mm)	Consistência	
Pavimento Terço	C24/30	30	-	XC4(4P)	CL0.40	22	S3
Vigas e Placas	C30/37	40	-	XC1(1P)	CL0.40	22	S3
Lunetas / Marcos	C30/37	45	-	XC4(4P)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(2P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	XHP(7)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	XOP(7)	CL1.0	-	S3
AÇO							
Elemento	Classe	Condição de entrega mínima (EN 10025-1)					
Amoldura Orlante	A500NR	EN 10090					
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10090					
Aço estrutural (perfis laminados)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ccos)	S275 J0	EN 10210-1					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20836-1					

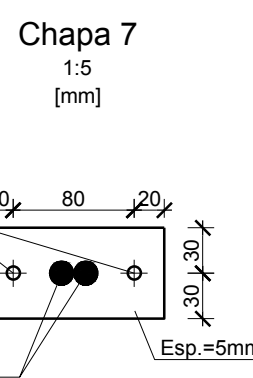
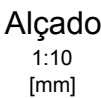
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura																														
<table><tr><td>Proj.</td><td>2467/2017</td><td>V.A. / N.º</td><td></td></tr><tr><td>Out.</td><td>2467/2017</td><td>Via Assento</td><td></td></tr><tr><td>Colabor.</td><td>2467/2017</td><td>João Luís</td><td></td></tr></table>	Proj.	2467/2017	V.A. / N.º		Out.	2467/2017	Via Assento		Colabor.	2467/2017	João Luís		<table><tr><td>Out.</td><td>CONTINENTE MODELO BEA RETAIL PARK - EXECUÇÃO -</td><td></td></tr></table>	Out.	CONTINENTE MODELO BEA RETAIL PARK - EXECUÇÃO -		<table><tr><td>Proj. Escalado</td><td> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA <small>Reg. 12-2026/93 - 1462124000 N.º 12-2026/93 - 1462124000</small></td><td></td></tr><tr><td>Desenho N.º</td><td>77023.00 D-PE-507.00</td><td></td></tr></table>	Proj. Escalado	 SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA <small>Reg. 12-2026/93 - 1462124000 N.º 12-2026/93 - 1462124000</small>		Desenho N.º	77023.00 D-PE-507.00		<table><tr><td>Formulário</td><td>150</td><td>1-10</td></tr><tr><td>Formulário</td><td colspan="2">FORMONORES ESTRUTURA METÁLICA MADRES 3/3</td></tr><tr><td>Formulário</td><td colspan="2">Título</td></tr></table>	Formulário	150	1-10	Formulário	FORMONORES ESTRUTURA METÁLICA MADRES 3/3		Formulário	Título	
Proj.	2467/2017	V.A. / N.º																															
Out.	2467/2017	Via Assento																															
Colabor.	2467/2017	João Luís																															
Out.	CONTINENTE MODELO BEA RETAIL PARK - EXECUÇÃO -																																
Proj. Escalado	 SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA <small>Reg. 12-2026/93 - 1462124000 N.º 12-2026/93 - 1462124000</small>																																
Desenho N.º	77023.00 D-PE-507.00																																
Formulário	150	1-10																															
Formulário	FORMONORES ESTRUTURA METÁLICA MADRES 3/3																																
Formulário	Título																																



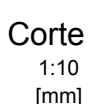
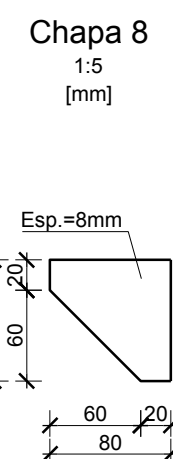
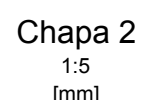
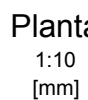
## Ligação de Base



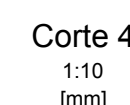
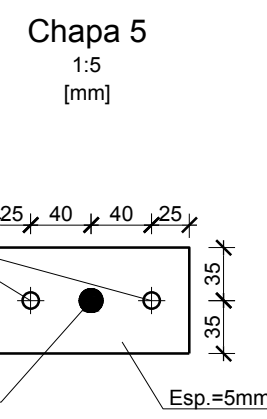
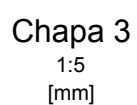
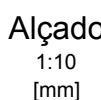
### Pormenor Tipo - Ligação dos Tirantes às Asnas e Madres



### Pormenor Tipo - Ligação das Madres às Asnas




### Pormenor Tipo - Ligação dos Tirantes às Madres e à Viga de Betão



## Soldaduras

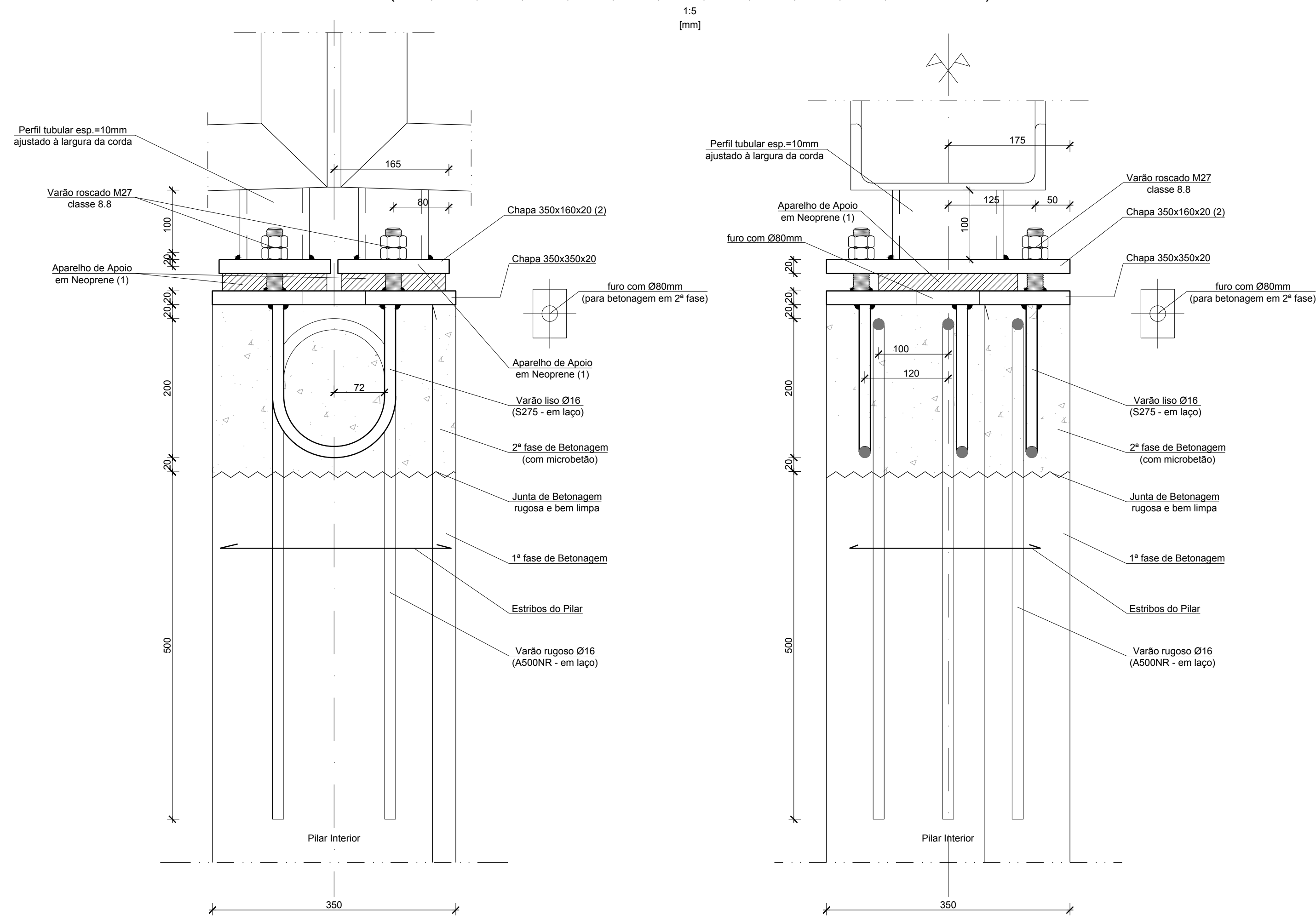
QUADRO DE MATERIAIS

Proj:	24/07/2017	V.A. : M.F.	Otra:	CONTINENTE MODELO	Proj. Estabilidade
Des:	24/07/2017	Vera Azevedo		BEJA RETAIL PARK	
Cópia:	---	---		- EXECUCÃO -	SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA
Visto:	24/07/2017	José Lello			
Obs:			Requerente:		

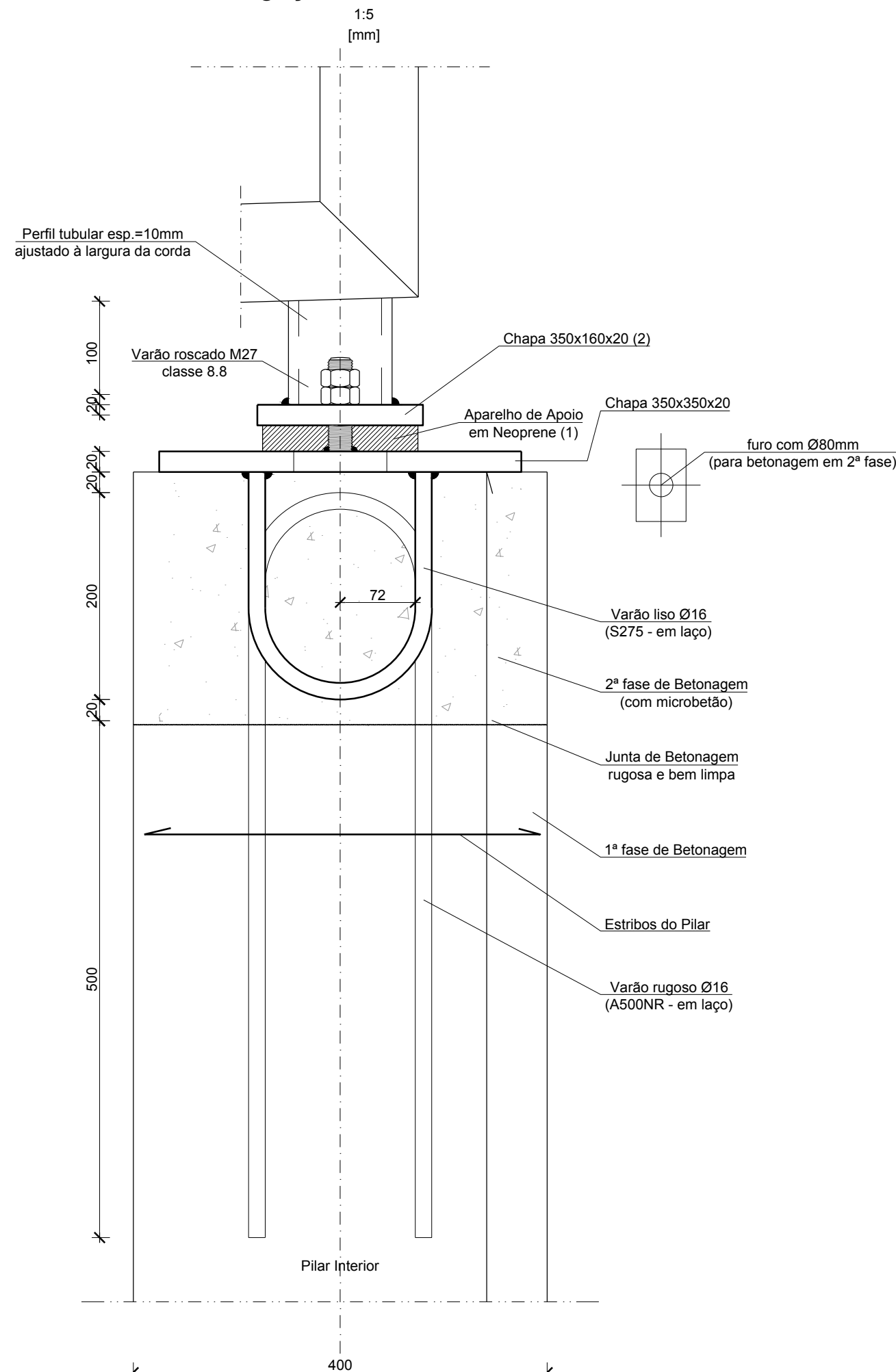
	PLUSINVERSION Medição Imobiliária, Lda	Desenho Nº  17023.00.D.PE.508.00
Escala(s):  1:10    1:5	Título:  PORMENORES DE ESTRUTURA METÁLICA  LIGAÇÕES 1	<div style="border: 1px solid black; width: 100%; height: 60px;"></div> <div style="border-top: 1px solid black; padding-top: 5px;">Substitui o des. nº     ---</div> <div style="border-top: 1px solid black; padding-top: 5px;">Substituído por        ---</div>



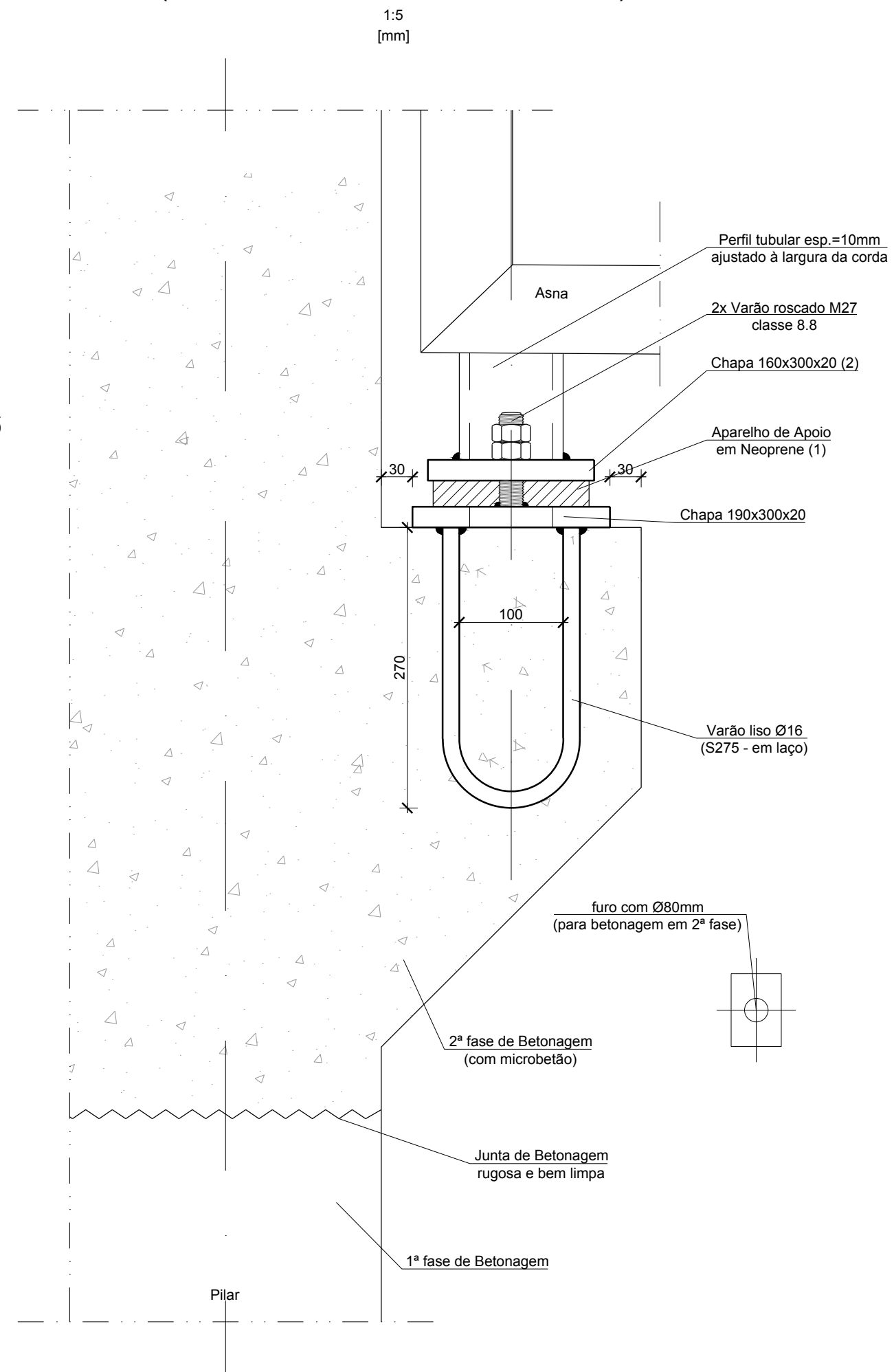
Pormenor de Ligação das Asnas aos Pilares Interiores  
(P15, P16, P25, P26, P27, P35, P36, P37, P38, P47, P48, P49 e P50)



Pormenor de Ligação da Asna 2.4 ao Pilar P22



Pormenor de Ligação das Asnas aos Pilares  
(P4, P5, P28, P61, P63, P65, e P68)



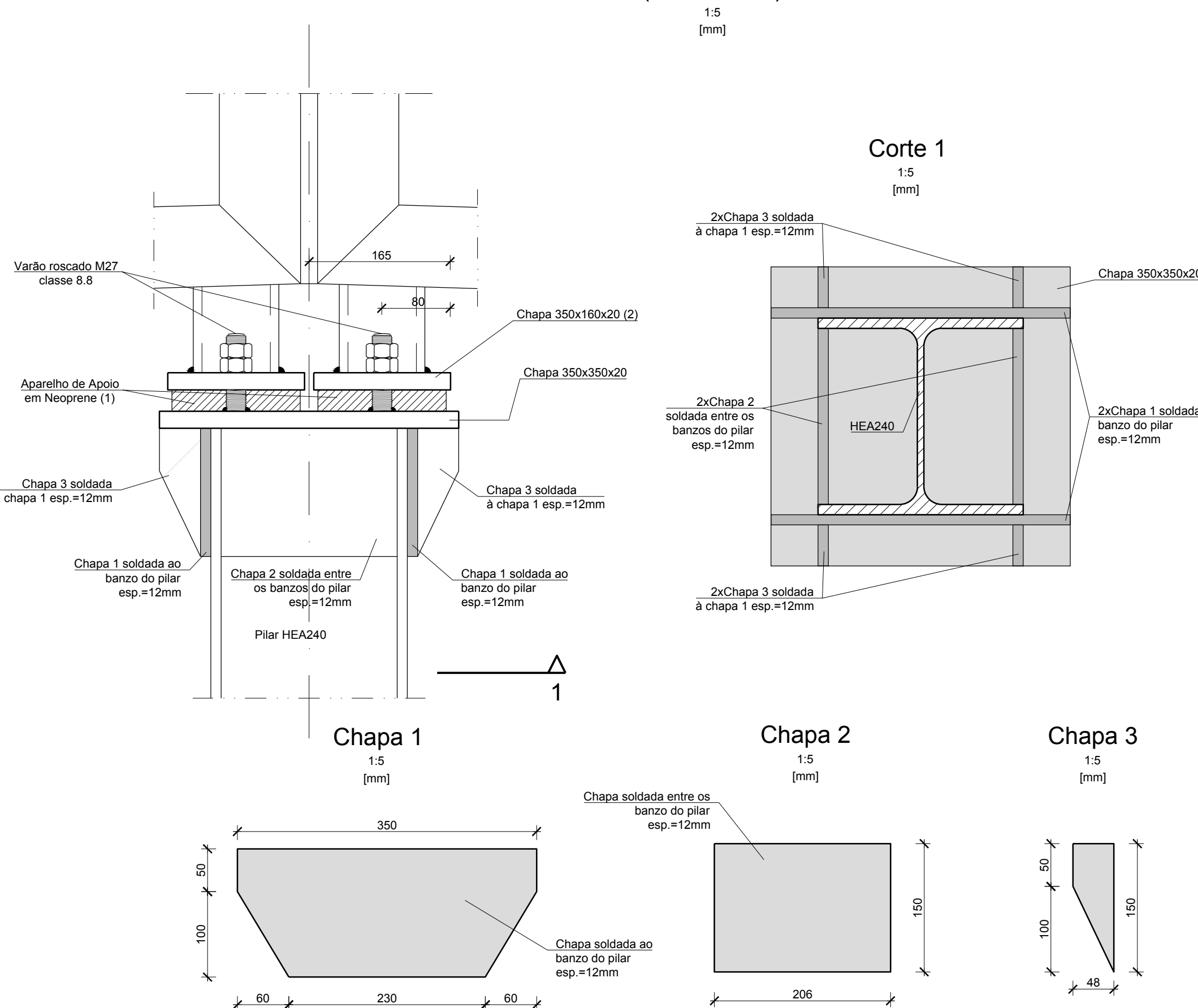
## Soldaduras

Simbologia		Pormenor	Simbologia		Pormenor
Oficina	Montagem		Oficina	Montagem	

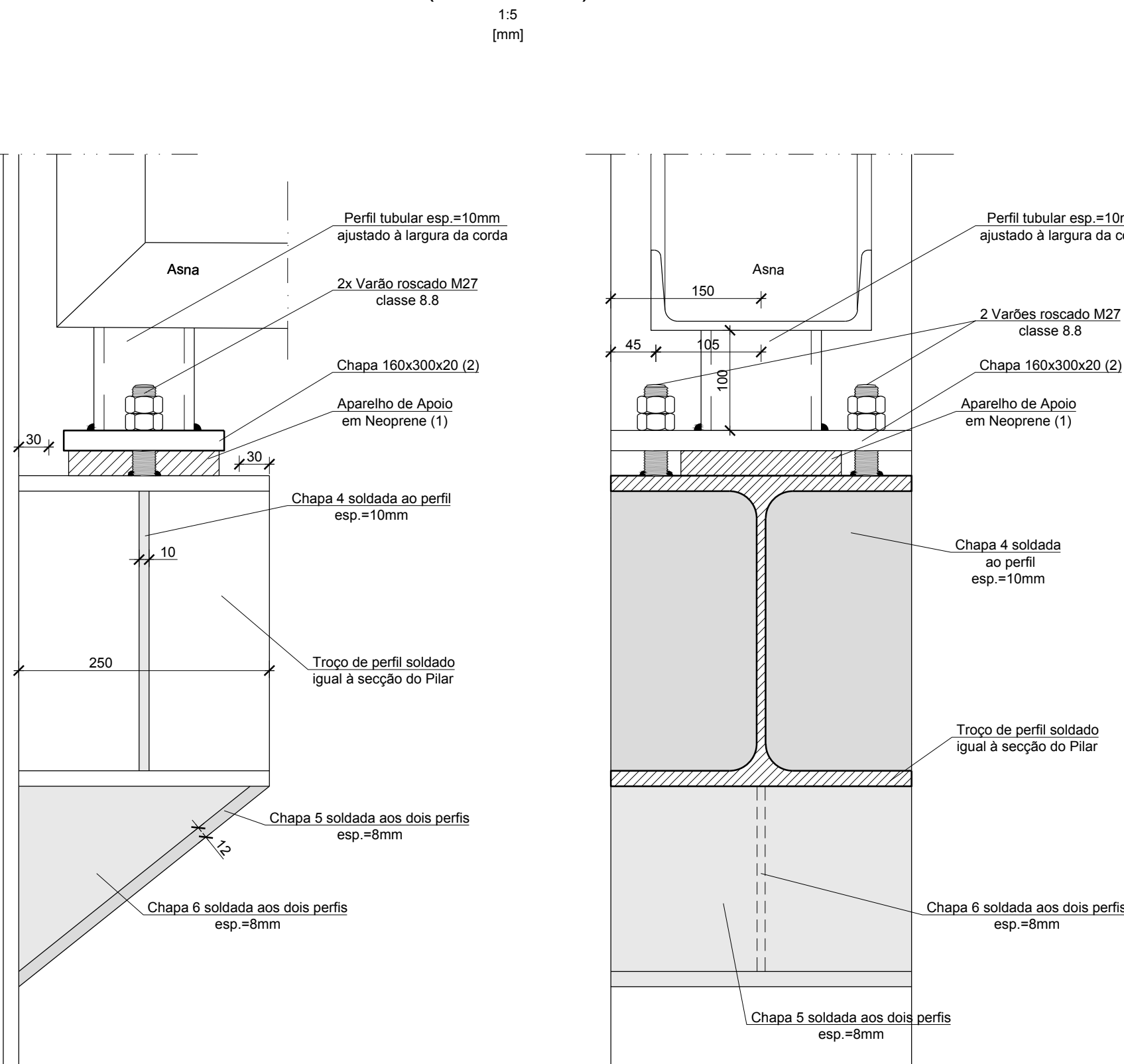
Verificação das Soldaduras		Soldaduras em Geral	
Rx	Por Raios X		
U	Por Ultra Sons		

NOTA:  
Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (artº 26 a 37, 60, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EUROCÓDIGO 3 sobre execução e controlo de qualidade.

Pormenor de Ligação das Asnas aos Pilares  
(PM7 e PM8)



Pormenor de Ligação das Asnas aos Pilares  
(PM2 e PM6)



## NOTAS:

- (1) - Aparelho de Apoio a dimensionar de acordo com as reacções apresentadas.  
(2) - Dimensões ajustáveis em função da solução de aparelho de apoio.  
\* - Ø = diâmetro dos varões

REACÇÕES VERTICAIS POR ASNA (E.L.U.)	
ASNA 1.1	Nsd = 220 kN
ASNA 2.1	Nsd = 220 kN
ASNA 3.1	Nsd = 225 kN
ASNA 4.1	Nsd = 265 kN
ASNA 5.1	Nsd = 175 kN
ASNA 1.2	Nsd = 155 kN
ASNA 2.2	Nsd = 160 kN
ASNA 3.2	Nsd = 160 kN
ASNA 4.2	Nsd = 165 kN
ASNA 5.2	Nsd = 125 kN
ASNA 1.3	Nsd = 210 kN
ASNA 2.3	Nsd = 220 kN
ASNA 3.3	Nsd = 230 kN
ASNA 4.3	Nsd = 275 kN
ASNA 5.3	Nsd = 180 kN
ASNA 1.4	Nsd = 285 kN
ASNA 2.4	Nsd = 285 kN
ASNA 3.4	Nsd = 290 kN
ASNA 4.4	Nsd = 295 kN
ASNA 5.4	Nsd = 165 kN

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de Inspeção 2 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Elemento	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	40	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lintéis / Muros	C30/37	45	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe de massa volumica Ø1,0 (800 kg/m³)	
AÇO							
Elemento		Classe		Norma			
Armadura Ordinária		A500NR		EN 10080			
Rede electrossoldada		A500EL		EN 10080			
Aço estrutural (perfis laminares)		S275 JR		EN 10025			
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)		S275 JO		EN 10210-1			
Parafusos, buchas, porcas e anilhas		8.8		EN 20898-1			

</					









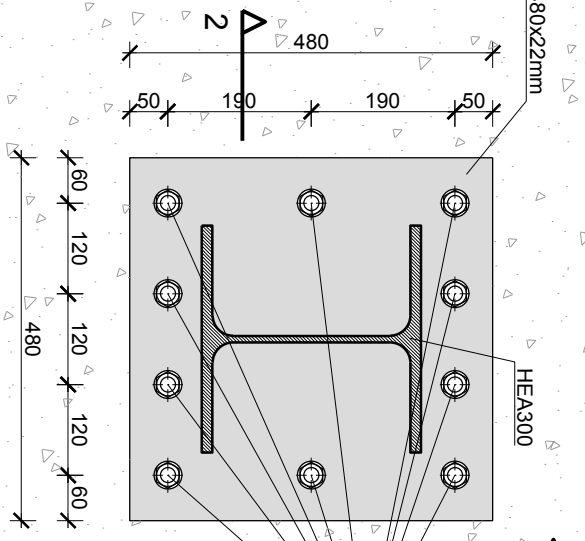




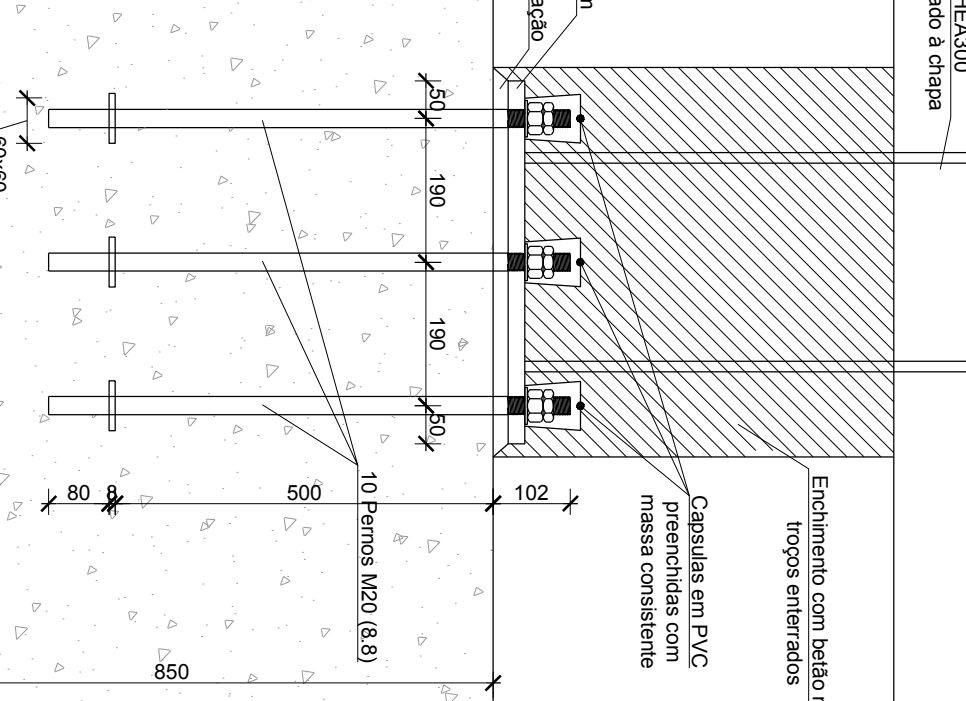


1:10  
[mm]

## Corte 1-1



1:10  
[mm]




Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (artº 26 a 37, 60, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EUROCÓDIGO 3 sobre execução e controlo de qualidade.

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.

- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
- As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.

- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0 espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo.

o betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente

- As betoneiras e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.

- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das div. especialidades.

- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.

- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

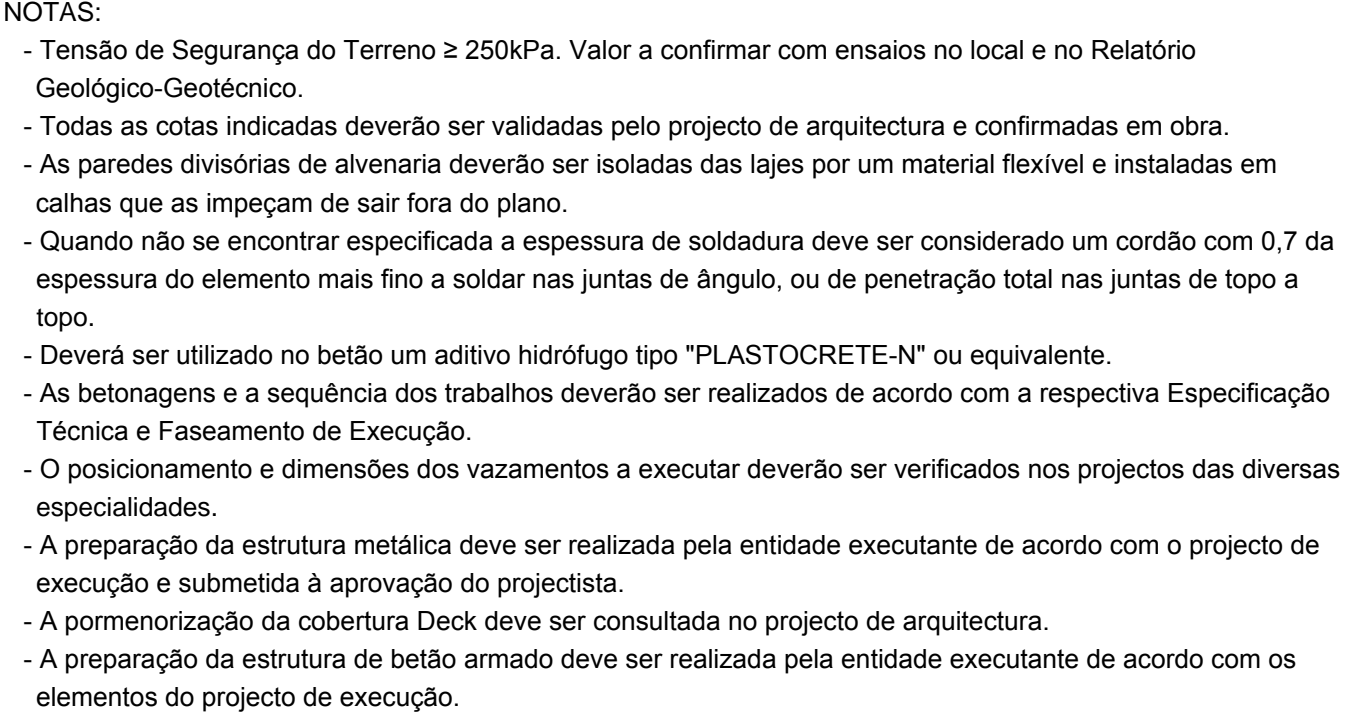
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura	Cinquentina 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de inspeção	Classe de Inspeção 2 (Nº EN 13670 2011)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2 (EN 1090)						
BEFÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NF EN 206: 12007				Consistência	
		Recomendo (mm)	Exposição ambiental	Corrosão	Dmax (mm)		
Pavimento Terço	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas e Placas	C30/37	40	-	XC1(P)	CL0.40	22	S3
Lintéis / Muros	C30/37	45	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C17/15	-	-	X0(P)	CL1.10	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1.10	-	Classe de massa volumica D1 0 (800 kg/m³)

[illegible]

## **ANEXO IV – PEÇAS DESENHADAS – CONTINENTE BOM DIA DE BUARCOS**



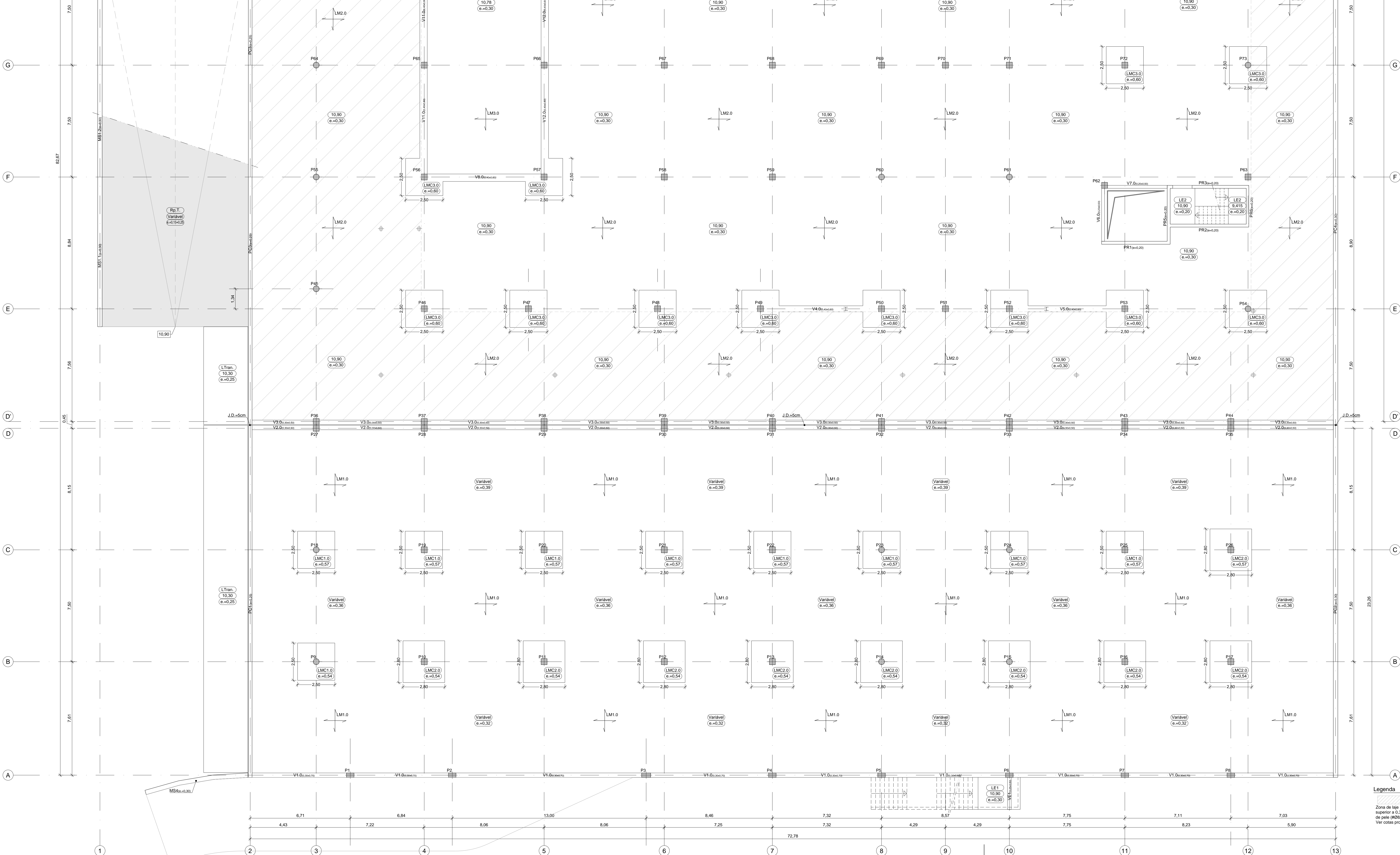




Rev.01	Atualização do desenho na zona assinalada	07/04/2017	PS
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

[illegible]





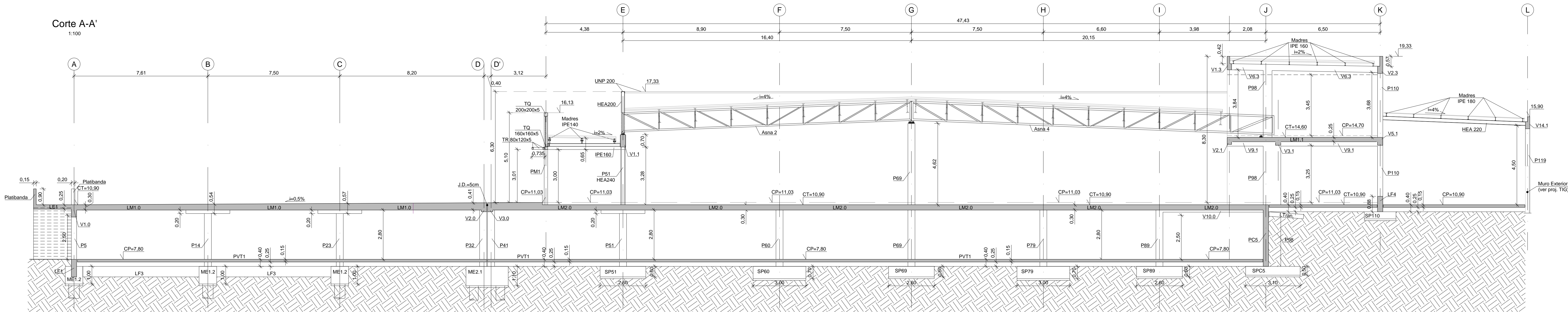
- NOTAS:
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 250\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de Inspeção 2 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Elemento	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	D <sub>max</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Lajes	C30/37	30	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Pavimento Térreo	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Platabandas	C30/37	40	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Pilares	C30/37	40	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Lintéis e Vigas Fundação	C30/37	45	-	XC2(P)	CL0,40	22	S3
Parede Contenção / Muro	C30/37	40	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas e Mapicos	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Estacas	C30/37	75	-	XC2(P)	CL0,40	25	S4
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe da massa volumétrica (11,0 kg/m³) rigor	
AÇO							
Elemento	Classe		Norma				
Armadura Ordinária	A500NR		EN 10080				
Rede electrossoldada	A500EL		EN 10080				
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR		EN 10025				
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 JO		EN 10210-1				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8		EN 20898-1				

Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj. 2003/2017 Des. 2003/2017 Copiou Visto 2003/2017 Obs.	PS. VA PS. VA João Leite	Obra: CONTINENTE BOM DIA BUARCOS EXECUÇÃO Requerente: SONEAE RP	Proj. Especialidade: <b>BCAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua do Castelo, 181 - 4470-103 Vila Verde (Vila Verde) Tel: 251 612 100 - Fax: 251 612 111 Email: geral@bcad.pt Desenho Nº: 17004.00.D.PE.104.00 Escala: 1:100 Título: PLANTA ESTRUTURAL/FUNDAÇÃO PISO 0 Substitui o des. nº: Substituído por:
--	--------------------------------	---	--



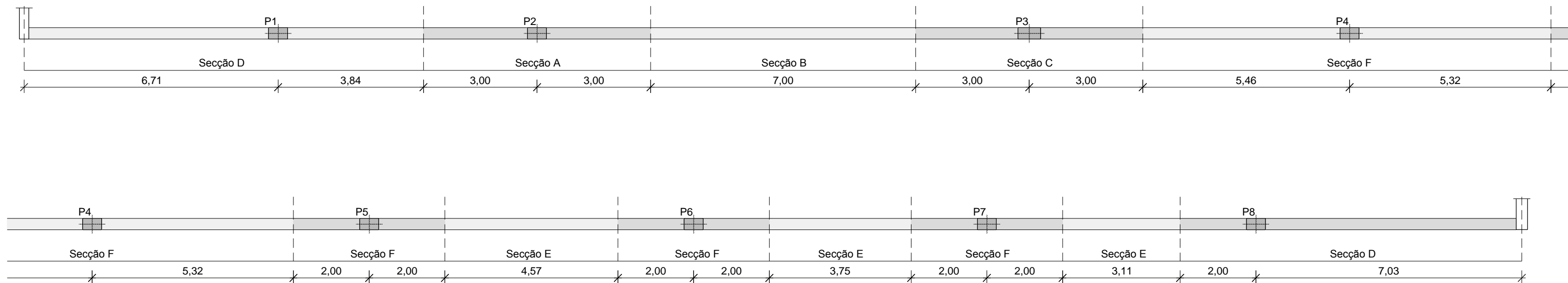


NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 250\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
- As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

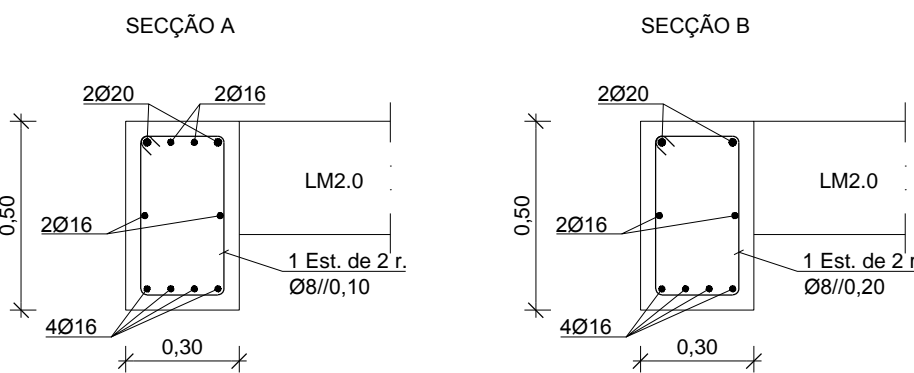
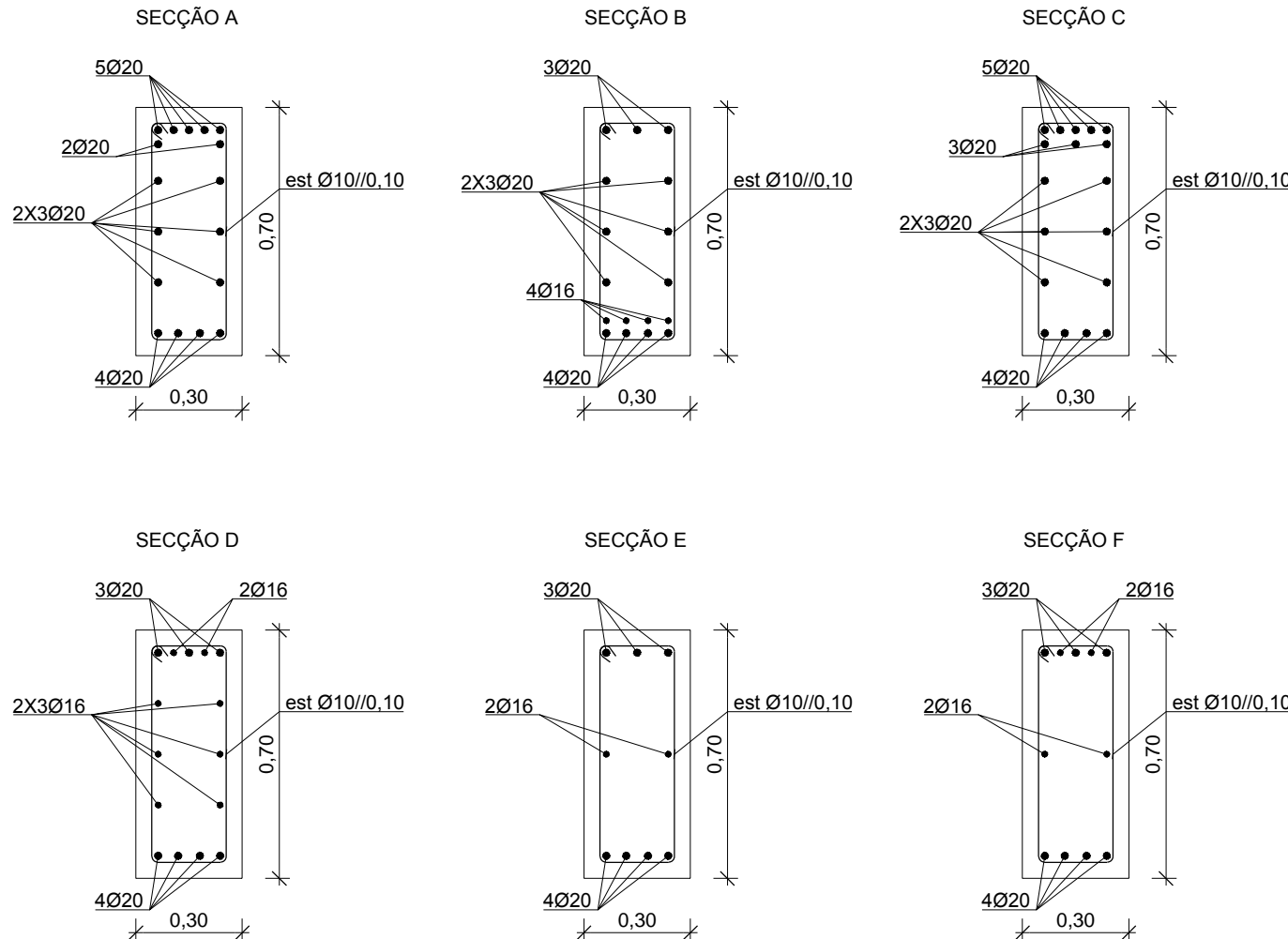
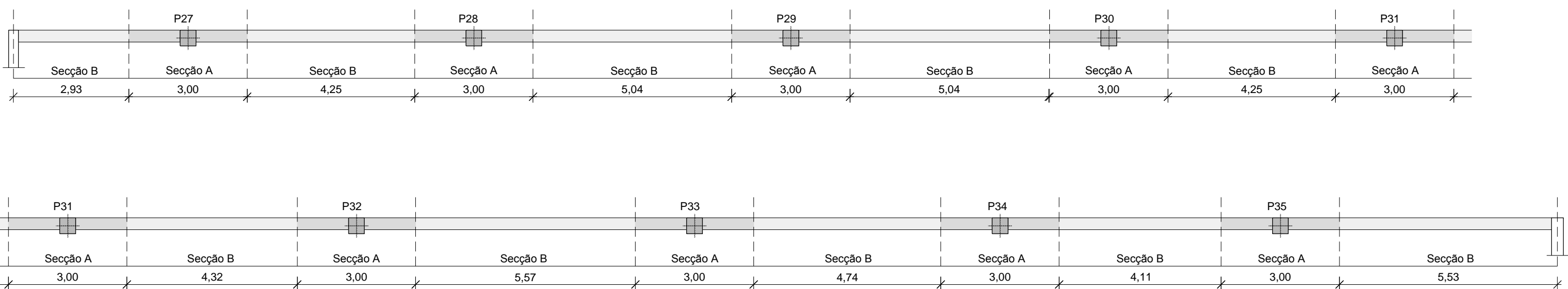
Alçado Viga V1.0

1:20



Alçado Viga V2.0

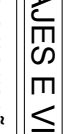
1:20

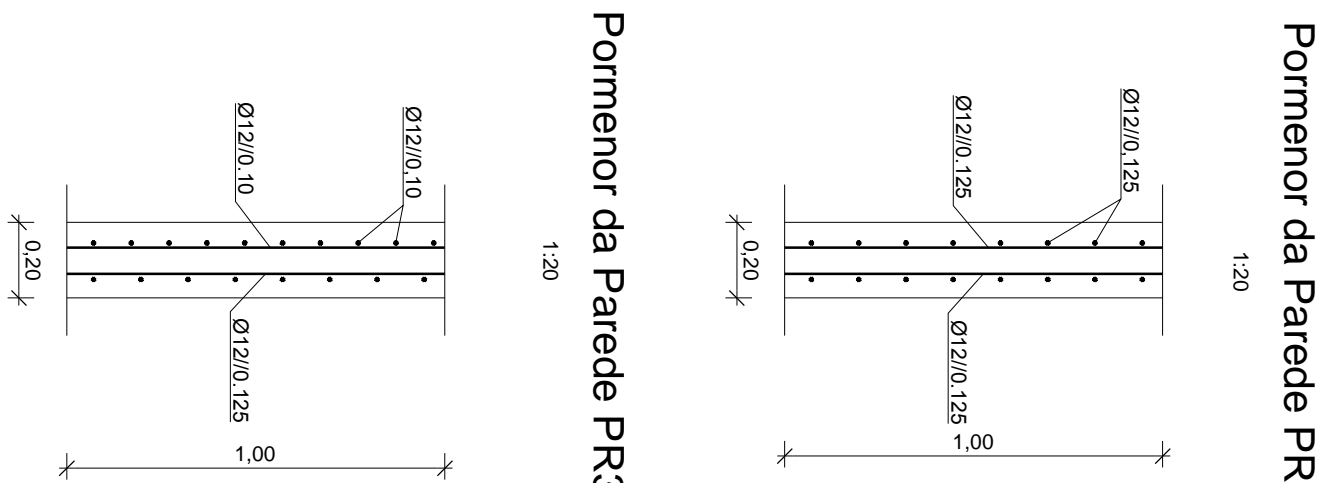
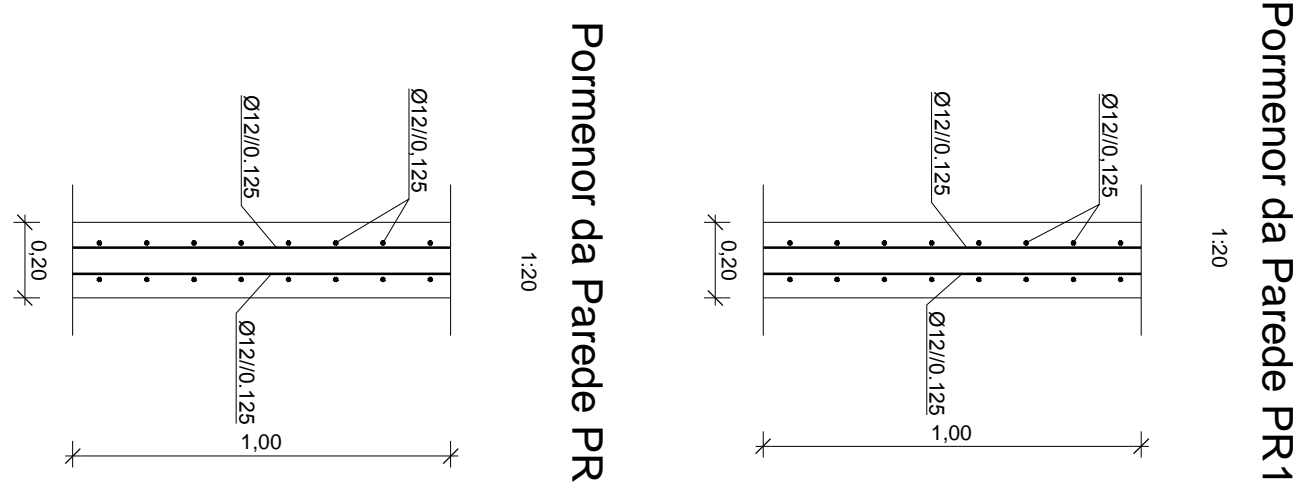
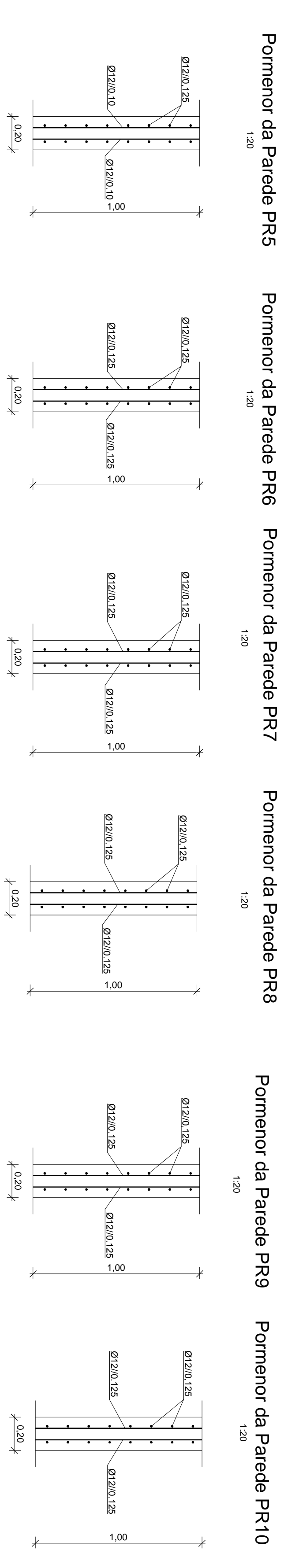
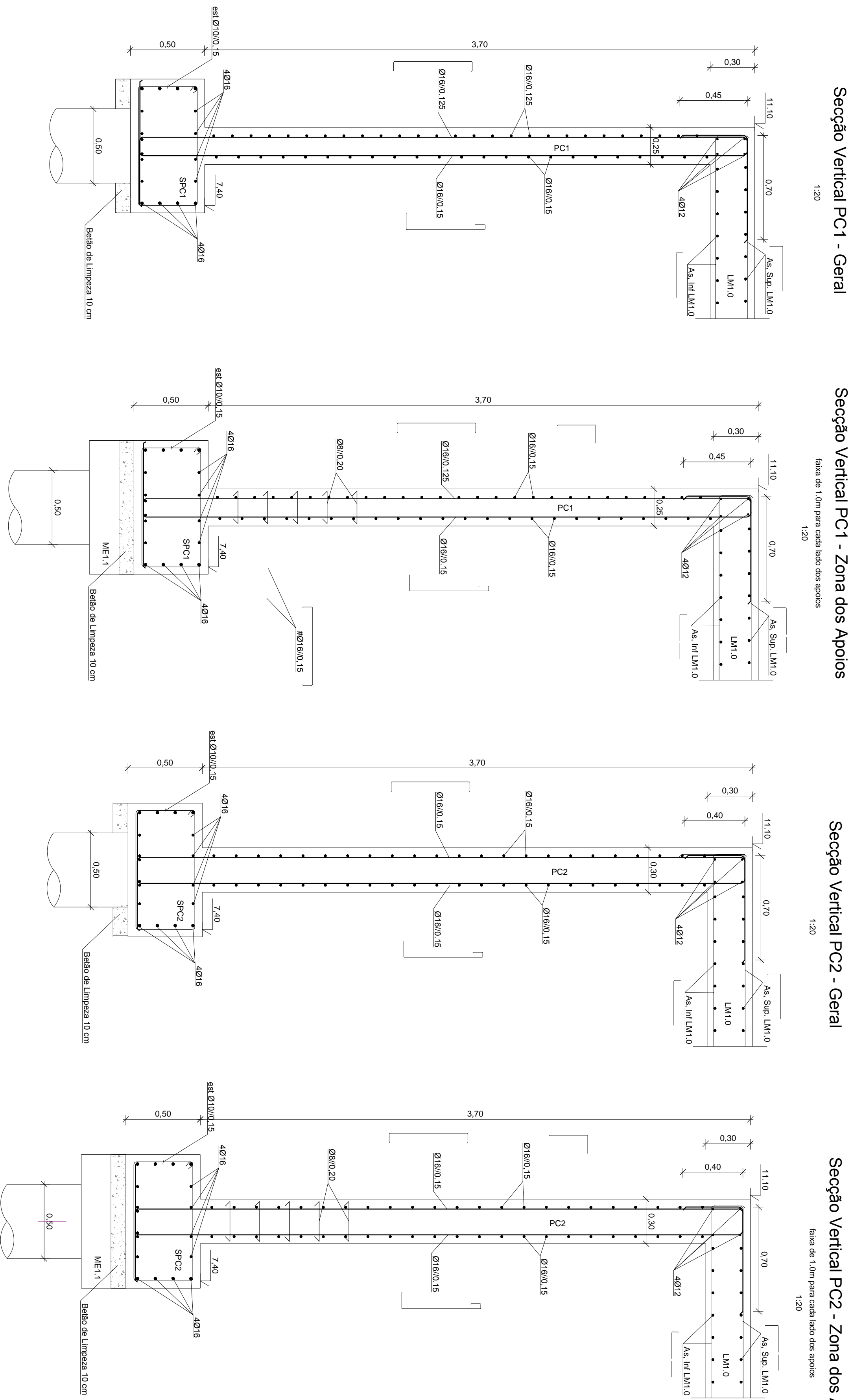


Rev.01	Alteração dos muros exteriores	07/04/2017	PS
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj: 20/03/2017	PS_VA	Obra:	CONTINENTE BOM DIA BUARCOS	Proj: Execução
Des: 20/03/2017	PS_VA			Desenho de Engenharia, LDA
Copreu: ---	---			Proj de Engenharia, LDA
Visão: 20/03/2017	José Lito	Requerente:	SONAE RP	Desenho de Engenharia, LDA
Obs:				Desenho de Engenharia, LDA
Escala:		Título:	CORTE A-A'	Desenho de Engenharia, LDA
	1:100, 1:20		Vigas	Desenho de Engenharia, LDA



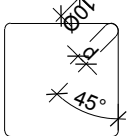
ESTRIBOS E CINTAS									
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:</li> </ul>	 <table> <tr> <td>A235L</td><td>d=2,50</td></tr> <tr> <td>A235R</td><td>d=4,00</td></tr> <tr> <td>A400</td><td>d=5,00</td></tr> <tr> <td>A500</td><td>d=5,00</td></tr> </table>	A235L	d=2,50	A235R	d=4,00	A400	d=5,00	A500	d=5,00
A235L	d=2,50								
A235R	d=4,00								
A400	d=5,00								
A500	d=5,00								
ENEMIDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS									
<ul style="list-style-type: none"> <li>- As varões verticais devem ser enmendados o menos possível e as armaduras devem ser retas (comprimento de enamentação = 60d).</li> <li>- A seção das varões nervurados enmendados na mesma seção não deve exceder 1/2 da lotificação da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma seção, as enmendas devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de enamentação.</li> <li>- As enmendas de aqueamentos de varões devem ser feitas valto a varão, distando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de enamentação.</li> </ul>									
ENEMIDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS									
<ul style="list-style-type: none"> <li>- As armaduras superiores devem ser enmendadas a meio vão (comp. de enamentação = 70d).</li> <li>- As armaduras inferiores devem ser enmendadas sobre os pilares (comp. de enamentação = 40d).</li> </ul>									



QUADRO DE MATERIAIS									
Tempo de vida útil da estrutura			Capitulação 4, 50 anos (EN 1960)						
Requisitos de inspeção			Classe de inspeção 2 (NP EN 13075:2011)						
Classe de excorção de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)						
BETÃO									
Em conformidade com o especificado na NP EN 206:1:2007									
Elemento	Classe	Recobrimento (mm)		Exposição ambiental	Cores	Dmax (mm)	Consistência		
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço						
Lajes	C30/37	30	-	XS1(IP)	CL0,40	22	S3		
Pavimento Terço	C25/30	30	-	XC4(IP)	CL0,40	22	S3		
Vigas e Placas	C30/37	40	-	XS1(IP)	CL0,40	22	S3		
Placas	C30/37	40	-	XS1(IP)	CL0,40	22	S3		
Limites e Vigas Fundação	C30/37	45	-	XC2(IP)	CL0,40	22	S3		
Parede Concreção / Muro	C30/37	40	-	XS1(IP)	CL0,40	22	S3		
Sapatas e Mapeços	C30/37	50	-	XC2(IP)	CL0,40	25	S3		
Empuxos	C15/15	75	-	XC2(IP)	CL0,40	25	S4		
Regularização	C15/15	-	-	X0(IP)	CL1,0	-	S3		
Enchimento	LC16/16	-	-	X0(IP)	CL1,0	-	S3		
Classe de massa volumica D10 (800 kg/m³)									
AÇO									
Elemento	Classe	Norma							
Armadura D'acabada	A500NR	EN 10080							
Rebels electrosoldada	A500EL	EN 10080							
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025							
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 JR	EN 10210-1							
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1							

## ESTRIBOS E CINTAS

- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135° segundo o esquema:
- 
- |       |       |
|-------|-------|
| A235L | d=2,5 |
| A235R | d=40  |
| A400  | d=50  |



A235L	d=2,5
A235R	d=4Ø
A400	d=5Ø
A500	d=5Ø

## EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS

- Os valores verticais devem ser arredondados o menos possível e as amarras devem ser retas (comprimento de amarração = 600).
- A-secção dos valores envidrados enfiados na mesma secção não deve exceder 12, da totalidade da amadura, quando esta for constituída por varas de diâmetro superior a 10mm. Para que não estejam na mesma secção, as enfiadas devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarração.
- As enfiadas de agrupamentos de varas devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.

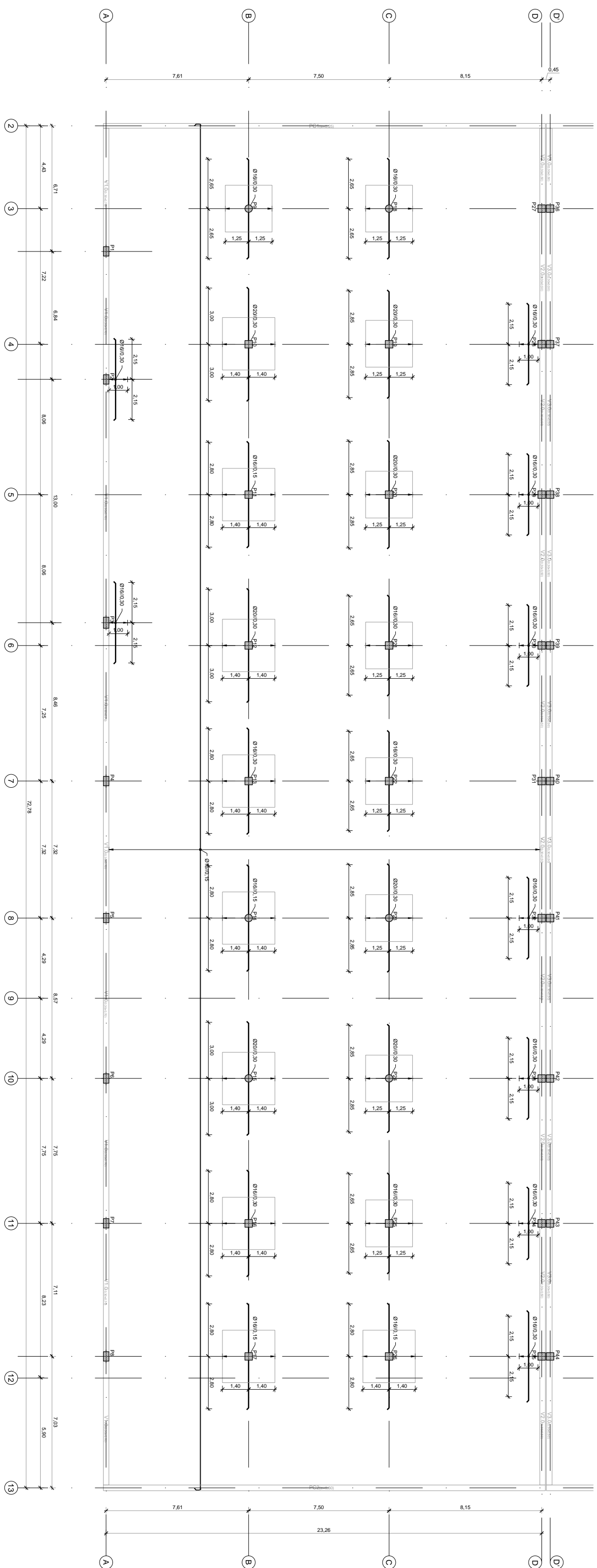
## EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 70Ø).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40Ø)

# Planta Estrutural da Laje LM1.0

## Armadura Superior

1:20



NOTAS

- Tensão de Seguração do Terno  $\geq 250\text{KPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra, nas paredes divisórias de alvenaria devido ser isoladas das lajas por um material flexível e instaladas em calhas que das impeçam de ser for fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no eixo um alicho hidrôlogo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
- As biotecnologias e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Fasseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos zampamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A Preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projeto de execução e submetida a aprovação do projectista.
- A pormenorização da cobertura deve, de ser consultada no projeto de arquitectura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projeto de execução.

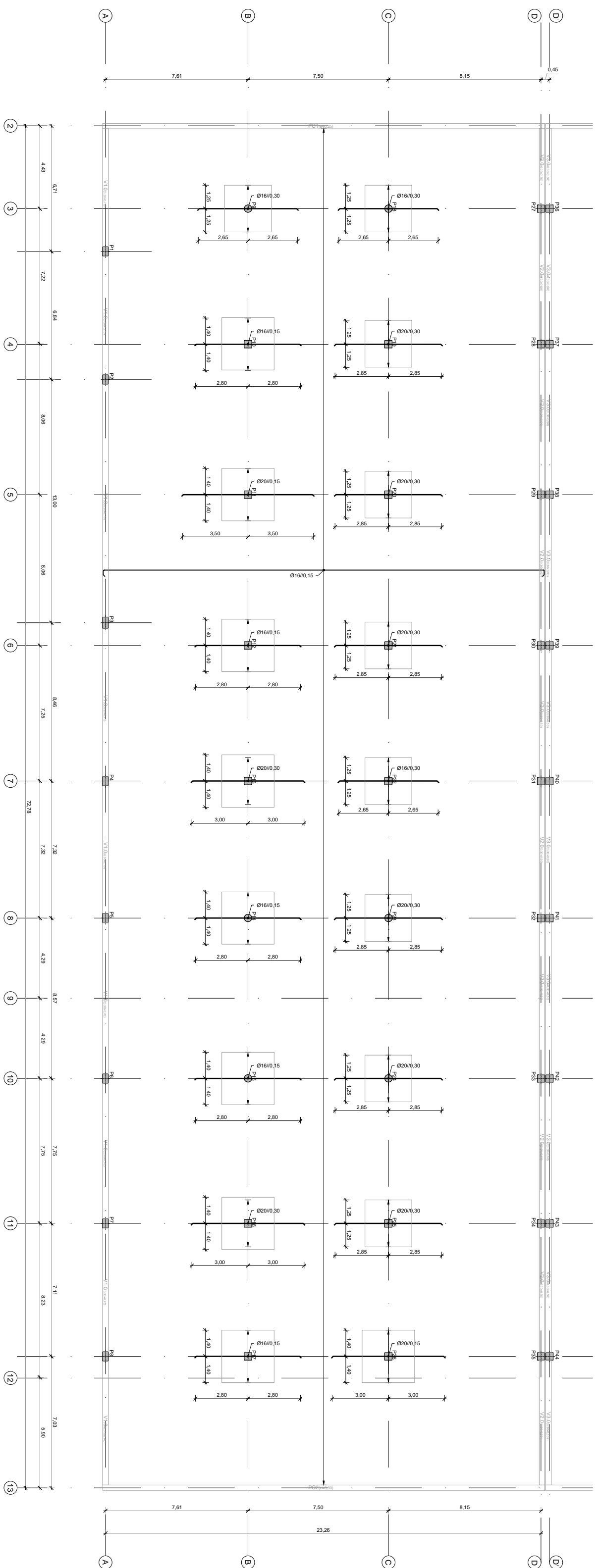
## QUADRO DE MATERIAIS

Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)
Requisitos de inspeção	Classe de inspeção 2 (NP EN 13670:2011)
Classe de excavação de estruturas metálicas	EXC2 (EN 1090)

## Planta Estrutural da Laje LM1.0

### Armadura Superior

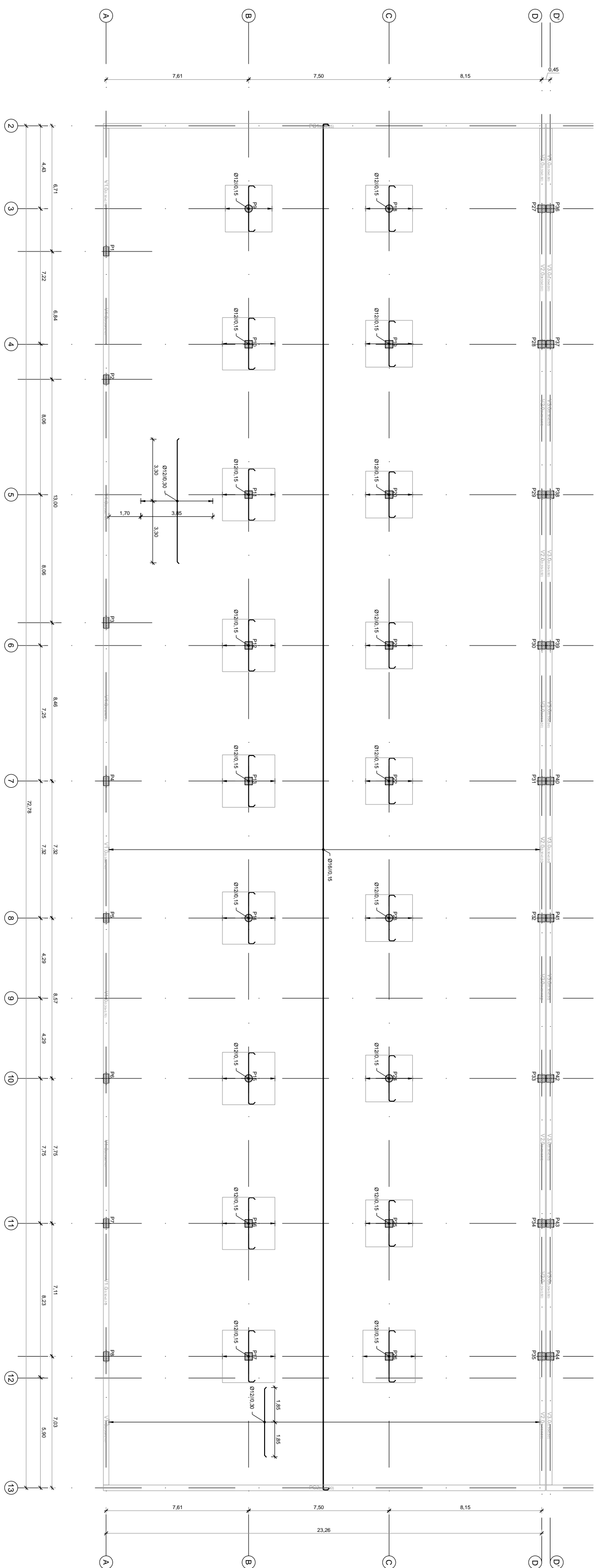
1:20

[illegible]



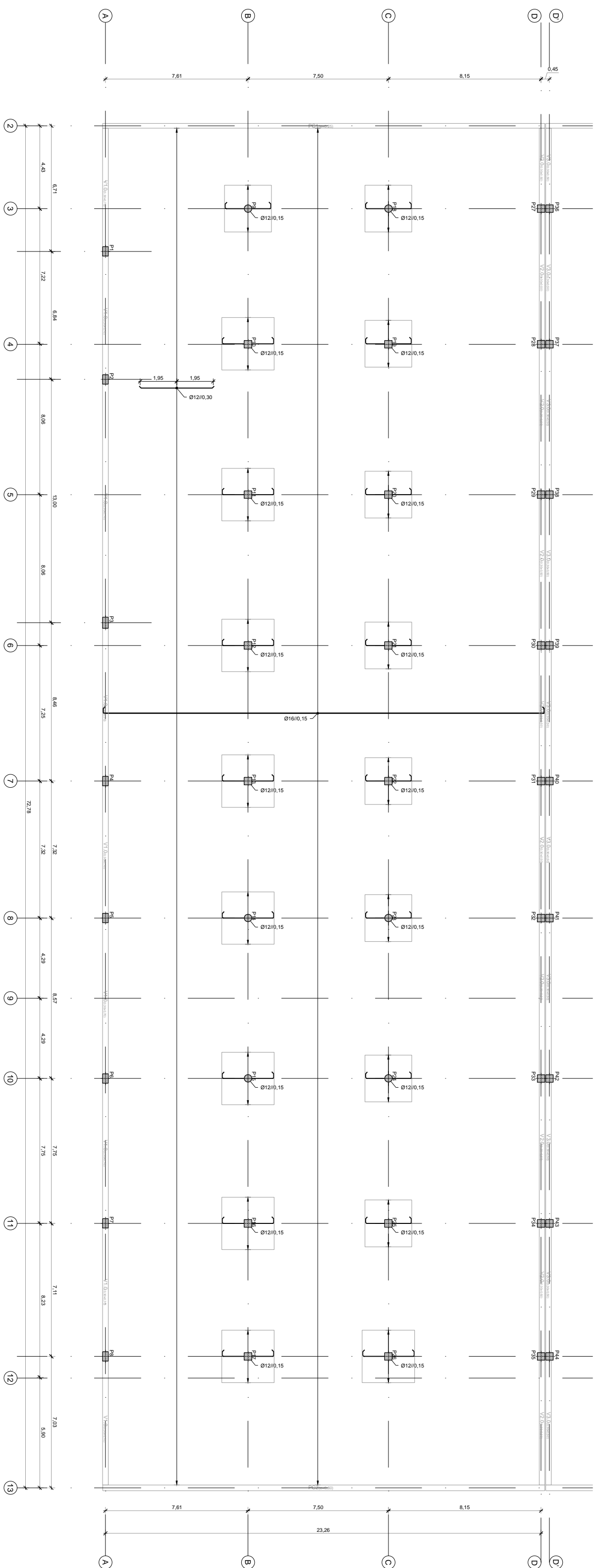
### Planta Estrutural da Laje LM1.0

#### Armadura Inferior



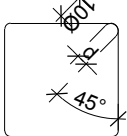
### Planta Estrutural da Laje LM1.0

#### Armadura Inferior



## ESTRIBOS E CINTAS

- Os esbritos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:
- 
- |       |        |
|-------|--------|
| A235L | d=2,50 |
| A235R | d=40   |
| A400  | d=50   |



## EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS

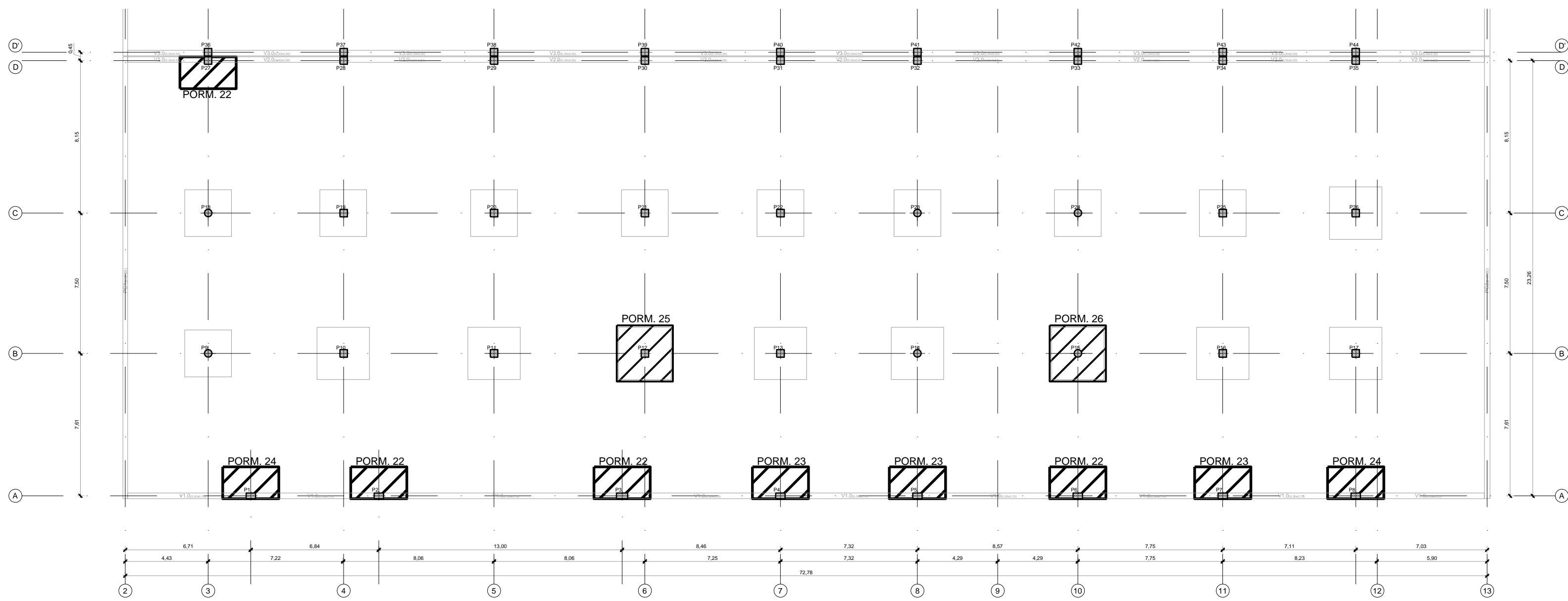
- Os valores verticais devem ser arredondados o menos possível e as amarras devem ser retas (comprimento de amarração = 600).
- A-secção dos valores envidrados envidrados na mesma secção não deve exceder 12, da totalidade da amadura, quando esta for constituída por varas de diâmetro superior a 10mm. Para que não estejam na mesma secção, as envidras devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarração.
- As envidras de agrupamentos de varas devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.

## EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS

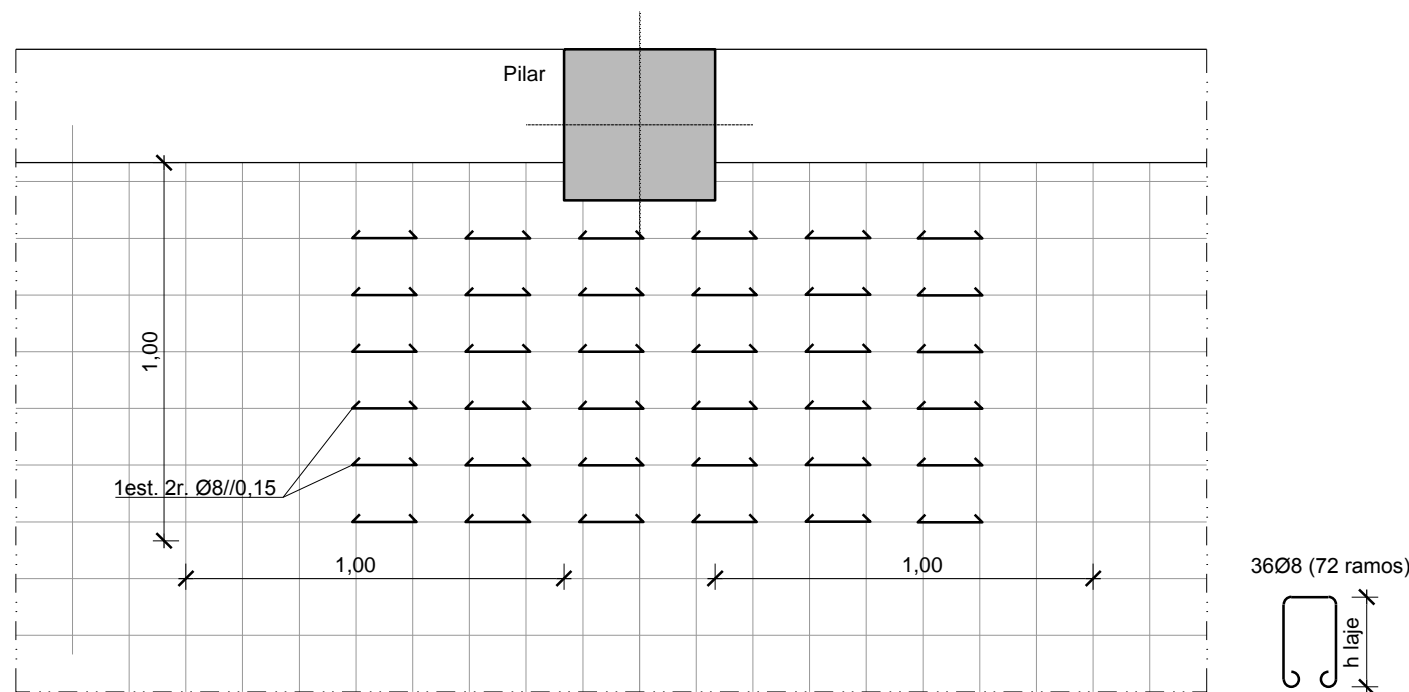
- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 70Ø).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40Ø)

[illegible]

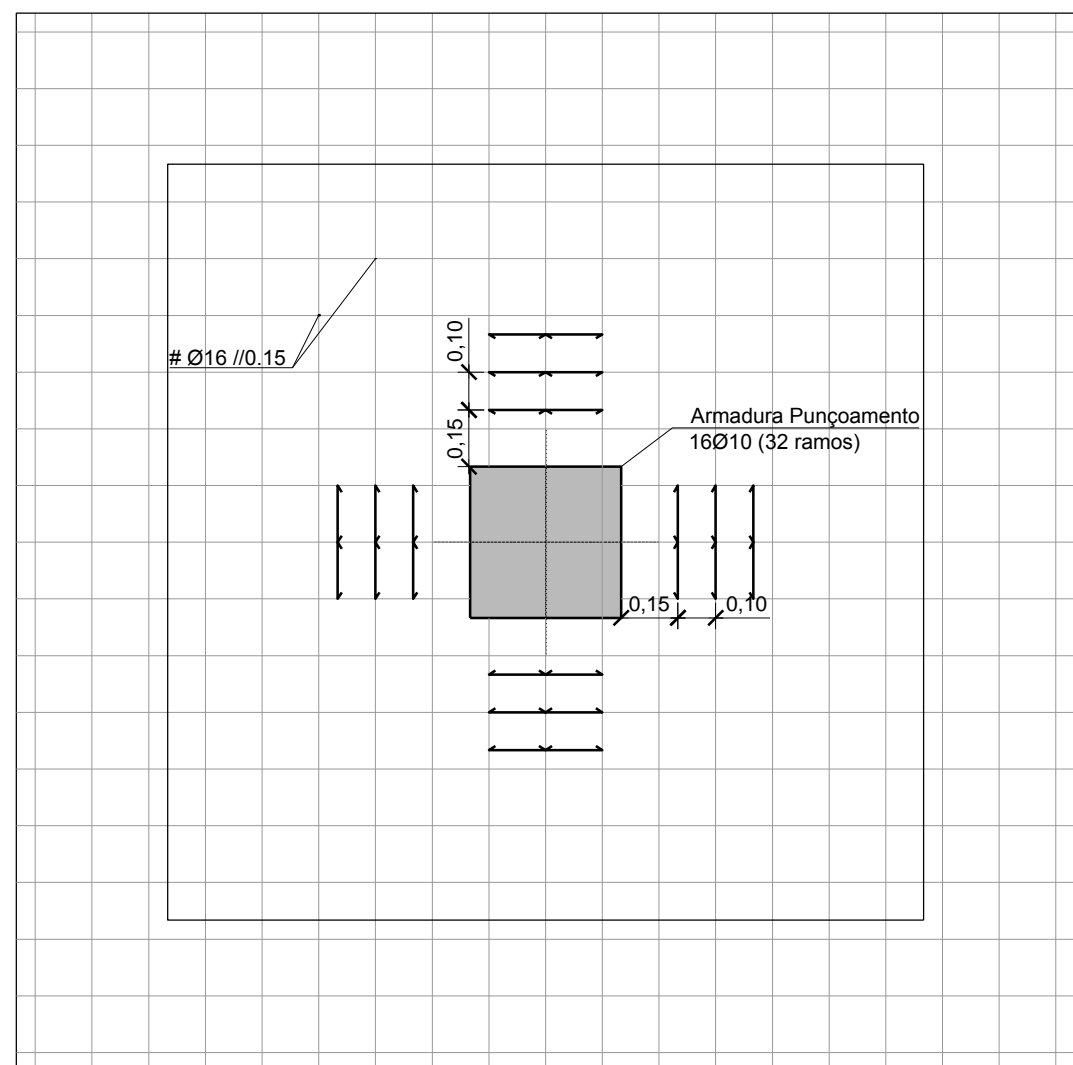
## 1:200



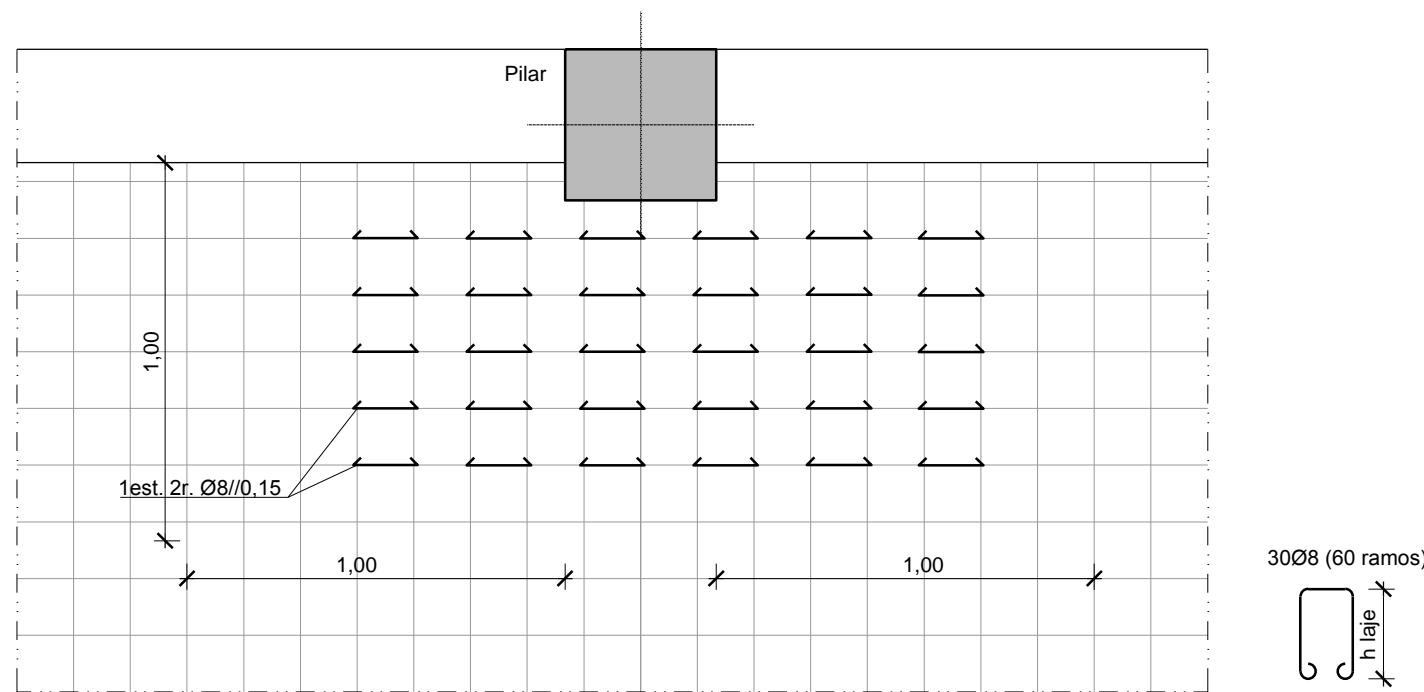
1:20



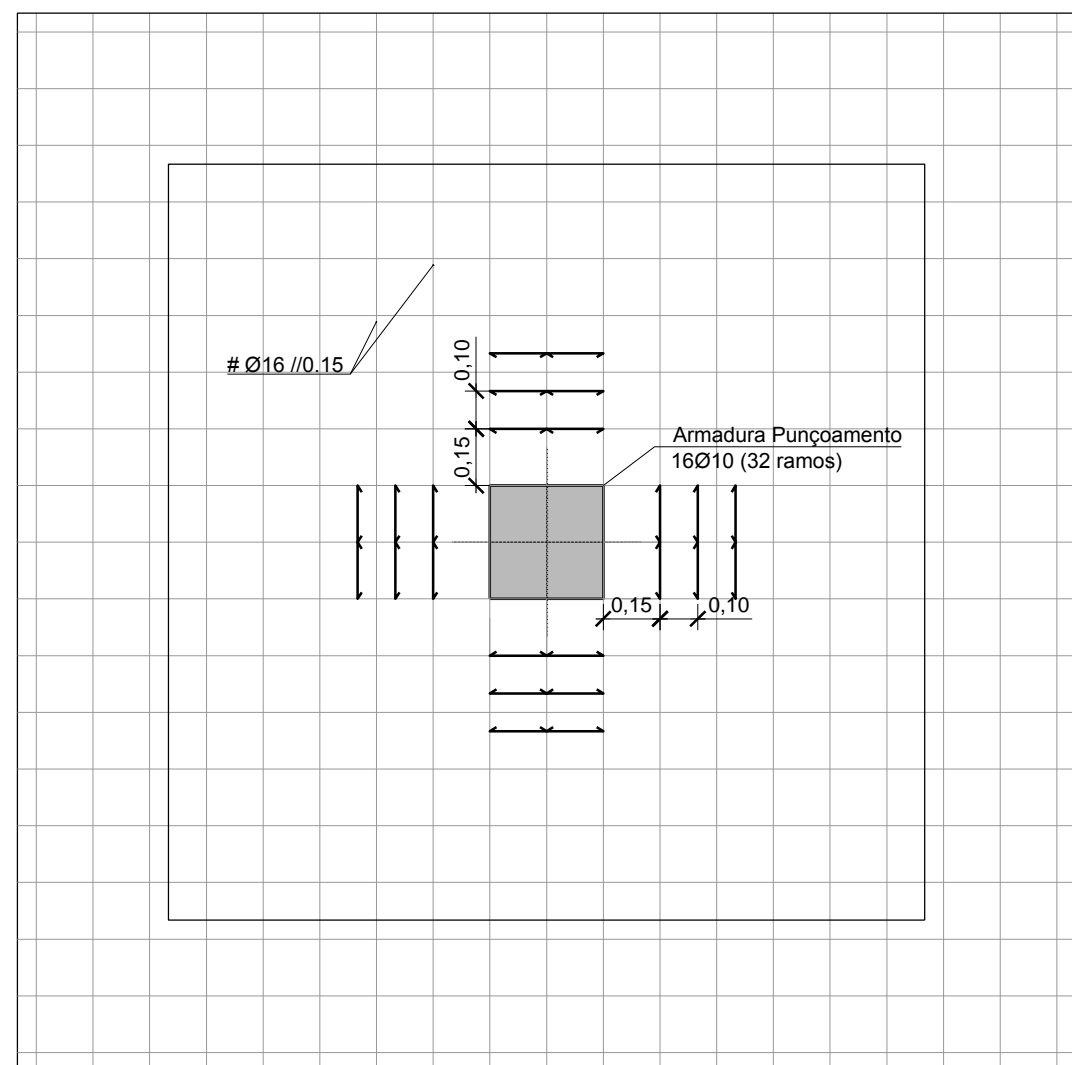
1:20



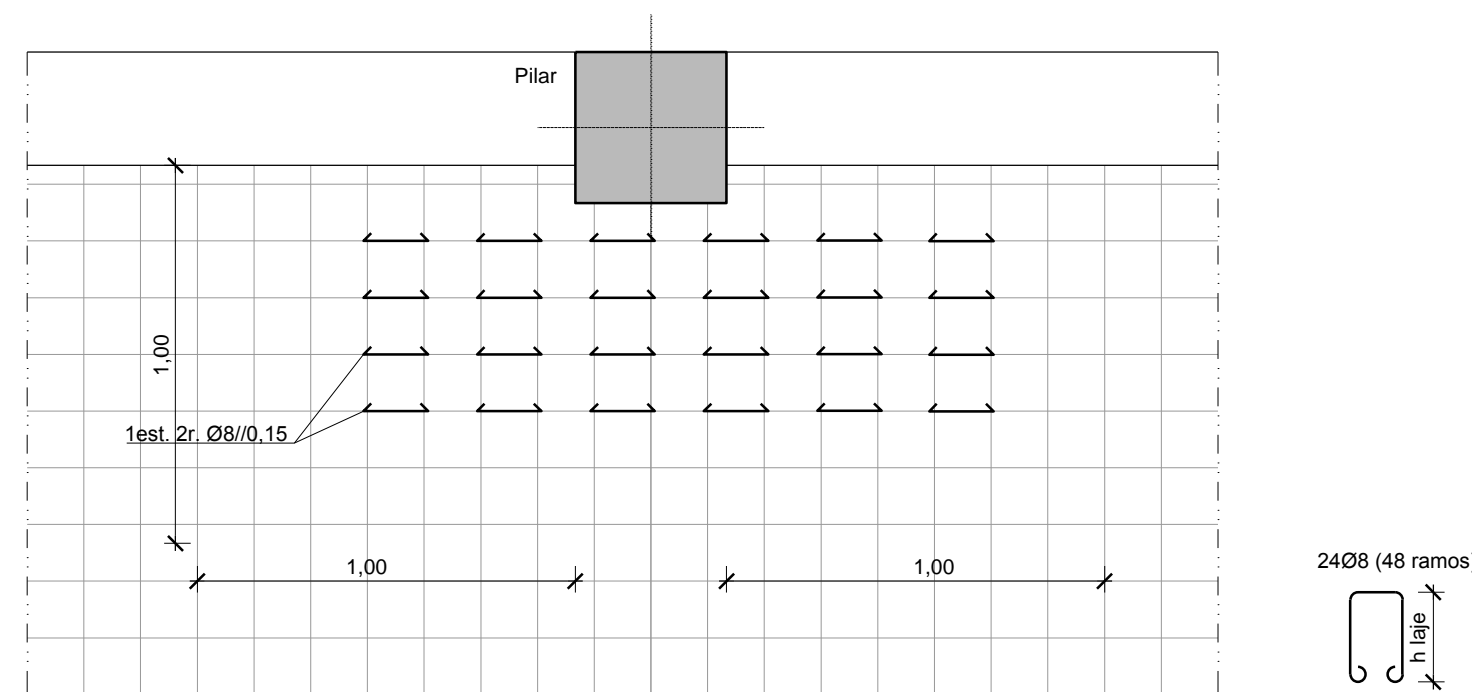
1:20



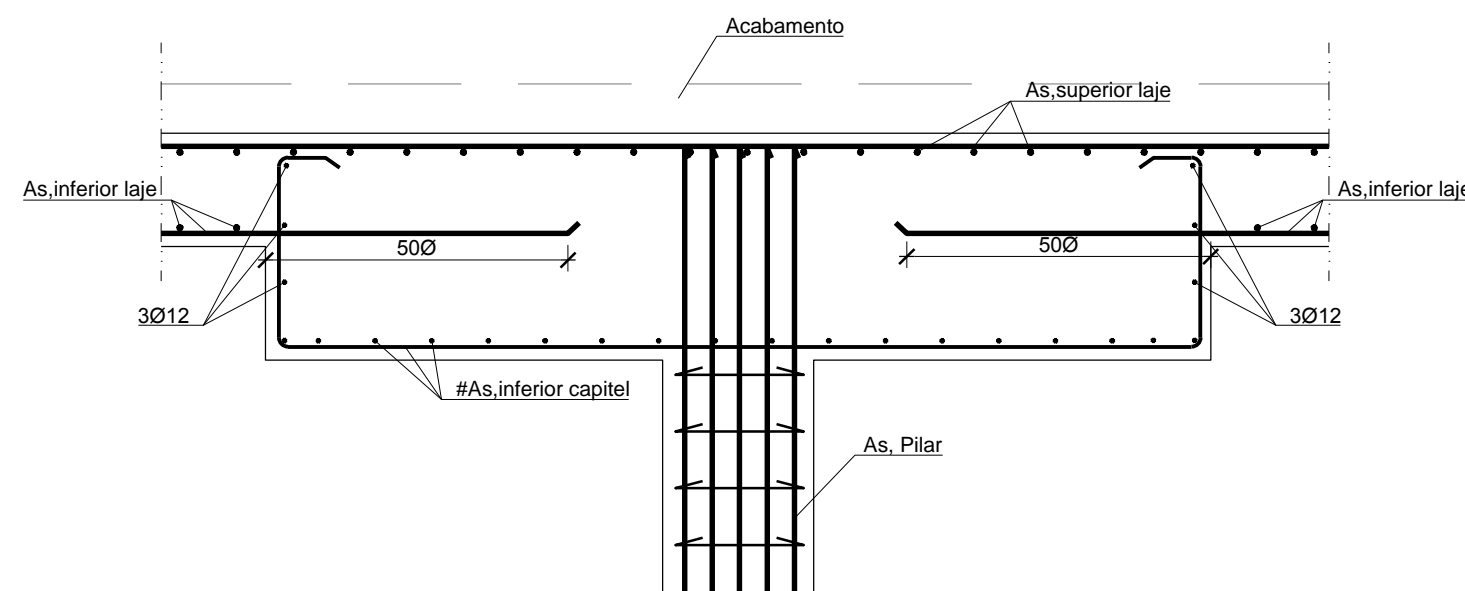
1:20



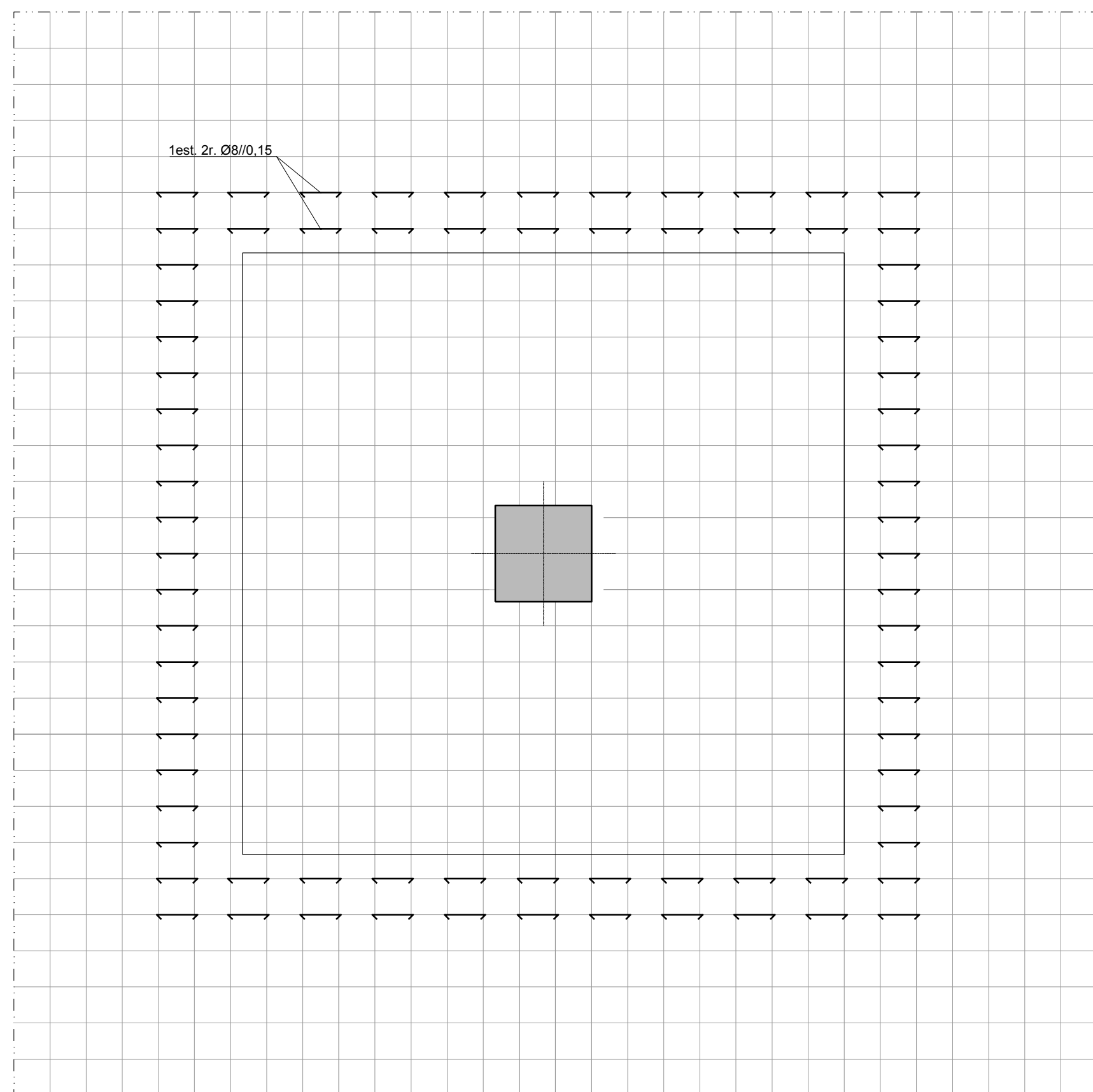
1:20




1:20



1:20



- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a  $135^\circ$  segundo o esquema:



A235L	d=2,5Ø
A235R	d=4Ø
A400	d=5Ø
A500	d=5Ø

- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarrações devem ser rectas (comprimento de amarração = 60D).
- A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarração.
- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.


- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 70Ø).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40Ø).

NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 250\text{KPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
- As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
- As betanagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de inspeção 2 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloreto	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Lajes	C30/37	30	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Pavimento Térreo	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Platisbandas	C30/37	40	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Pilares	C30/37	40	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Lintéis e Vigas Fundação	C30/37	45	-	XC2(P)	CL0,40	22	S3
Parede Contenção / Muro	C30/37	40	-	XS1(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas e Mopcos	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Estacas	C30/37	75	-	XC2(P)	CL0,40	25	S4
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe de massa volumica D1,0 (800 kg/m³)	
AÇO							
Elemento		Classe		Norma			
Armadura Ordinária		A500NR		EN 10080			
Rede electrosoldada		A500EL		EN 10080			
Aço estrutural (perfis laminares)		S275 JR		EN 10025			
Aço estrutural (perfis tubulares ocas)		S275 JO		EN 10210-1			
Parafusos, buchas, porcas e anilhas		8.8		EN 20898-1			

Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

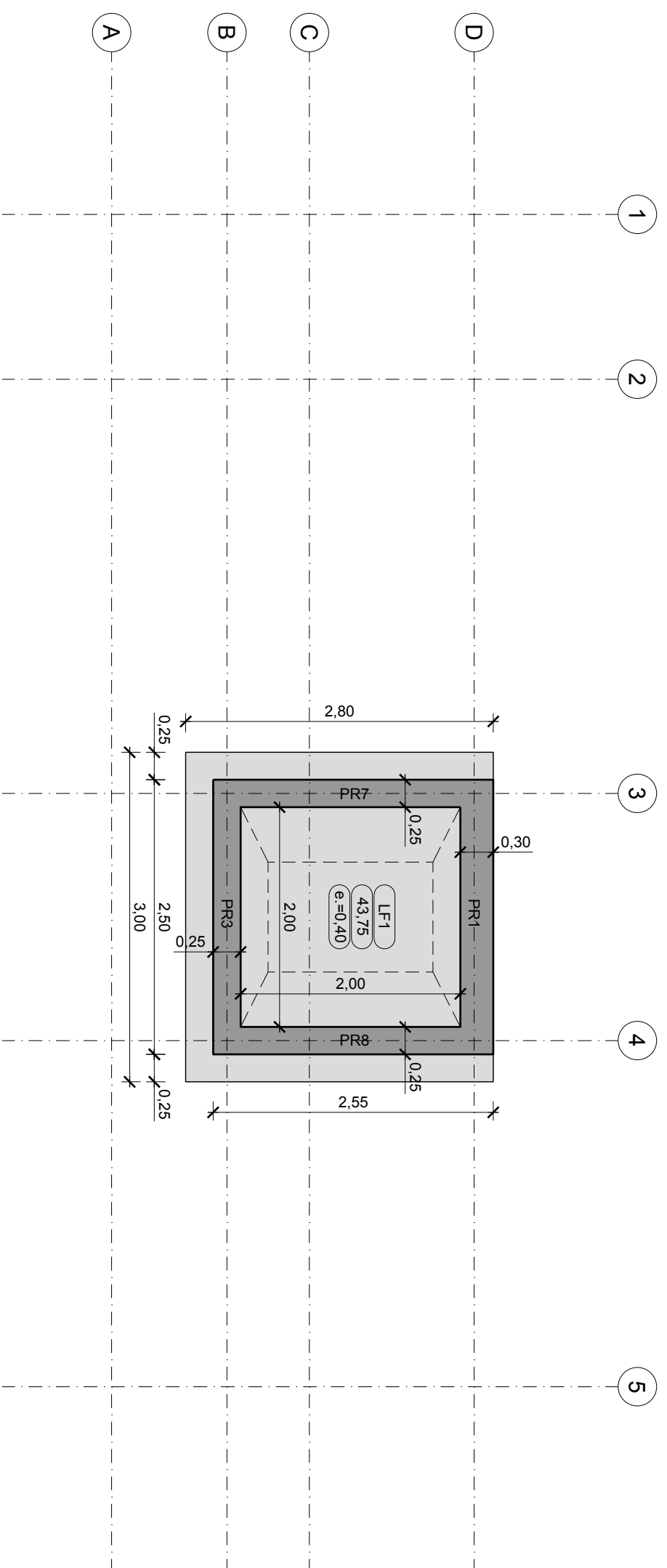
Proj: 20/03/2017	PS, VA	Obra: CONTINENTE BOM DIA BUARCOS  EXECUÇÃO  Requerimento: SONAE RP	Proj: 20/03/2017  Rua do Castelo, nº 4 - 4470-105 2500-012 LISBOA - Portugal Tel: +351 21 446 10 00 Fax: +351 21 446 10 01								
Des: 20/03/2017	PS, VA										
Cópido: ----											
Visto: 20/03/2017	João Lello										
Obs:			Desenho Nº 17004.00.DE.303.00								
Escalas:		Título: PLANTA ESTRUTURAL DA LAJE LM1.0 ARMADURA DE PUNÇAMENTO E CORTE	Substitui o des. nº: Substituído por:								
1:200; 1:20			<table border="1"> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>								

## **ANEXO V – PEÇAS DESENHADAS – ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE RELVAS**

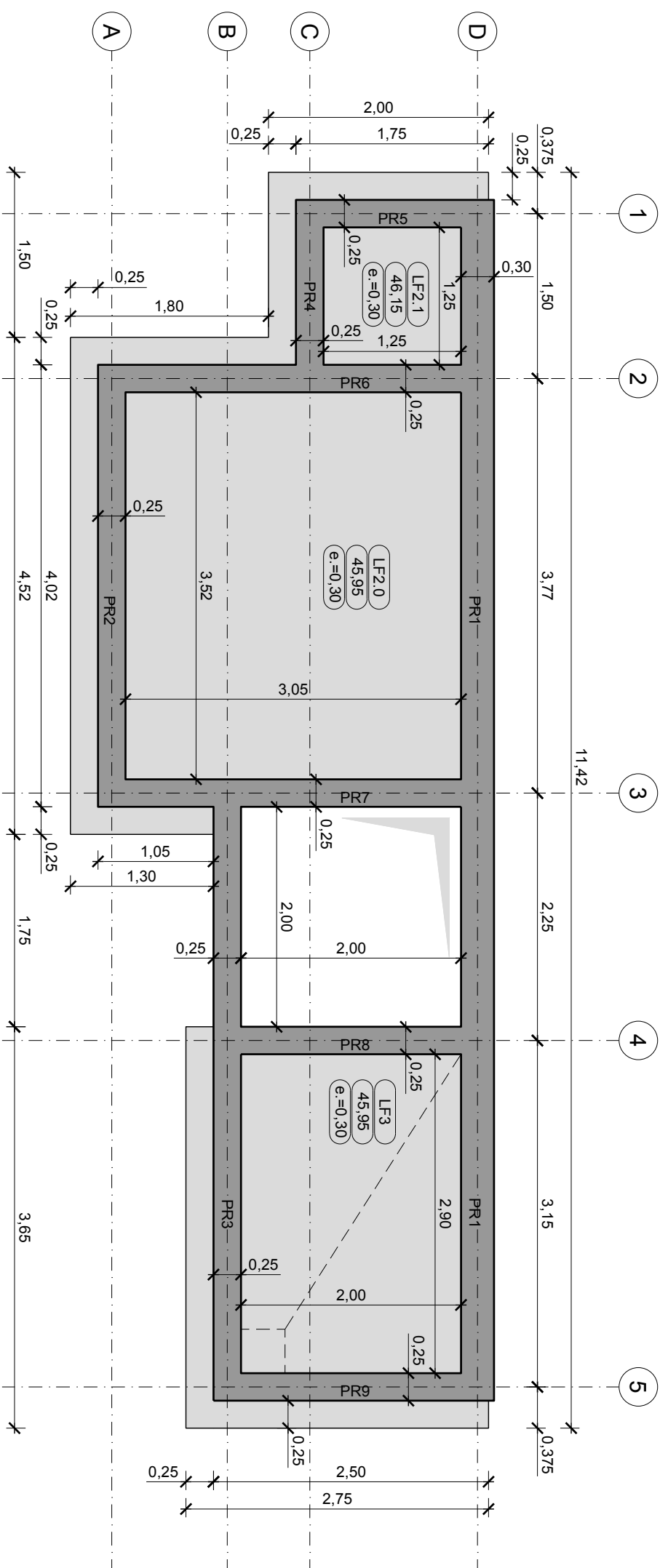




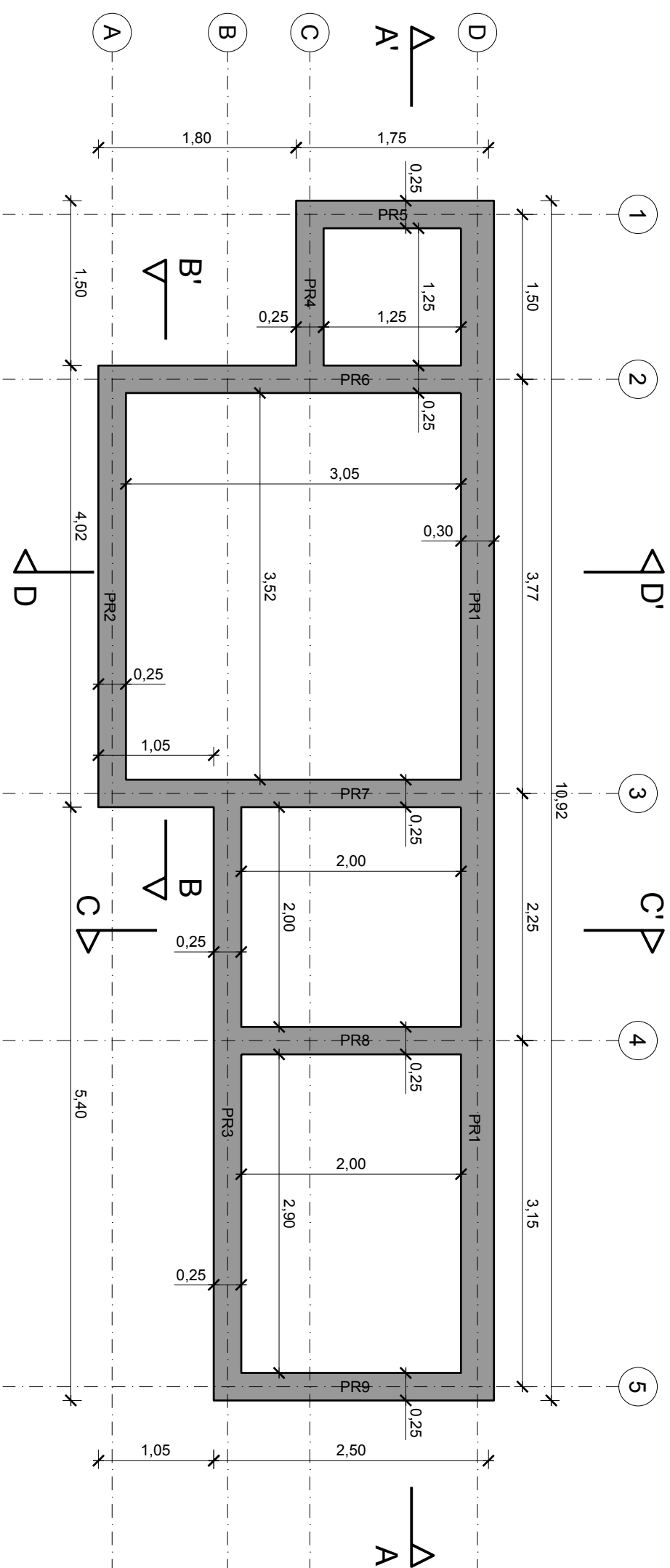
## Planta de Fundações (Cota 43,75m)



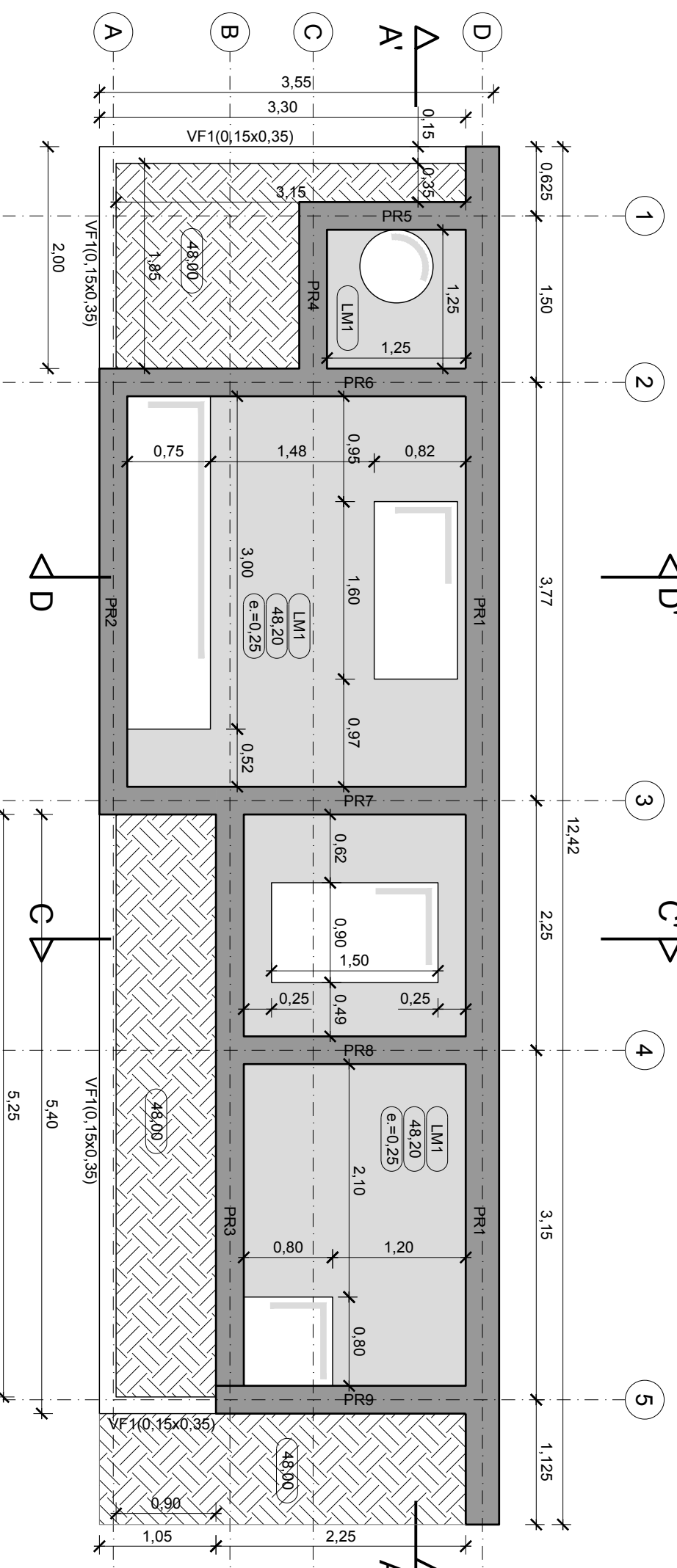
## Planta de Fundações (Cota 46,15m)



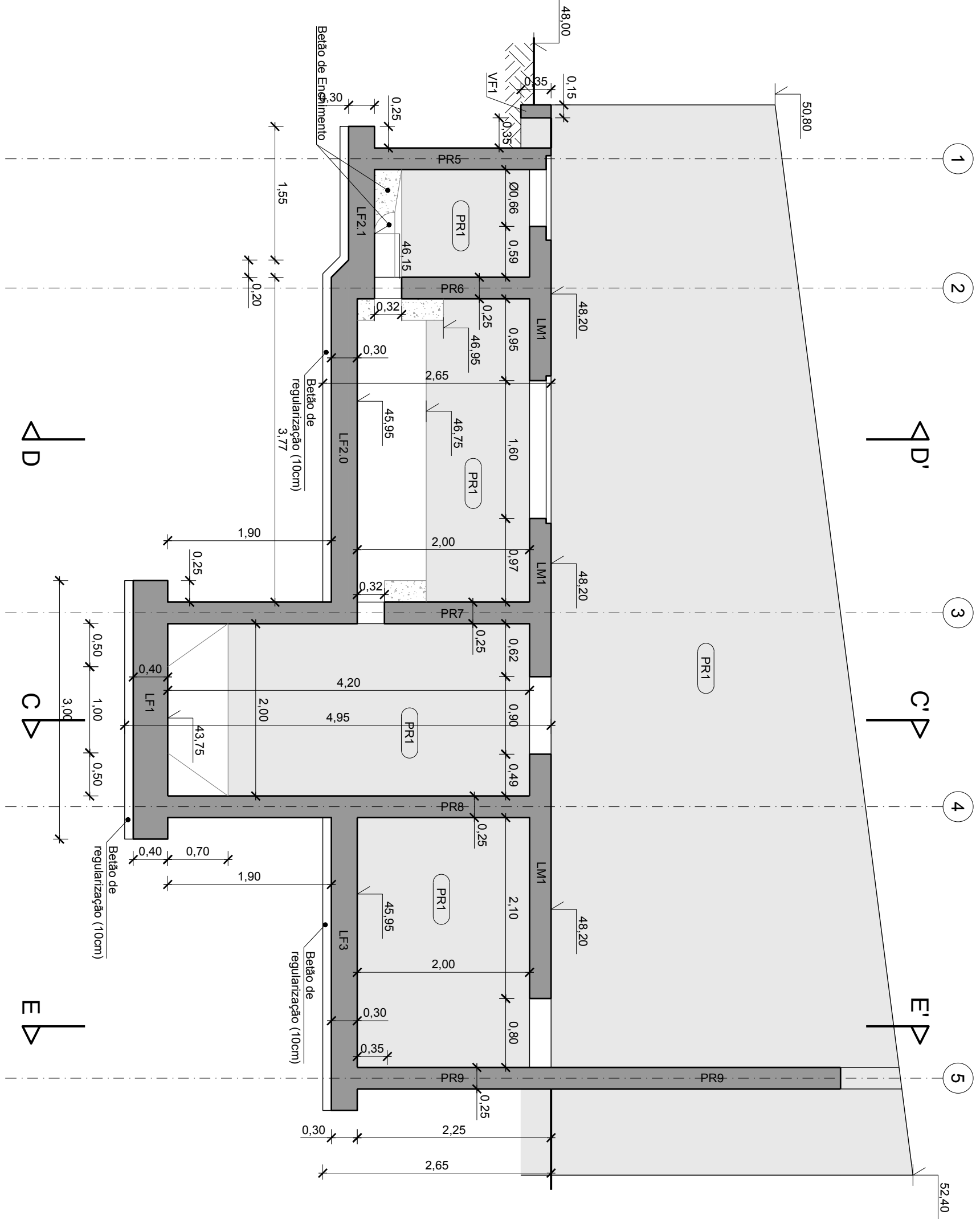
## Planta (Cota 47,30m)



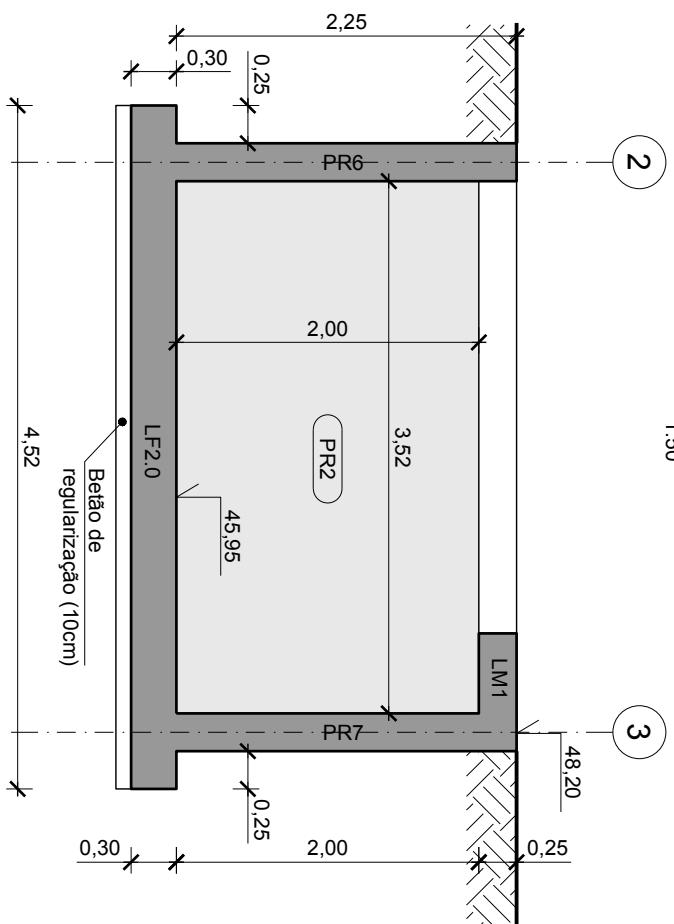
## Planta (Cota 48,20m)



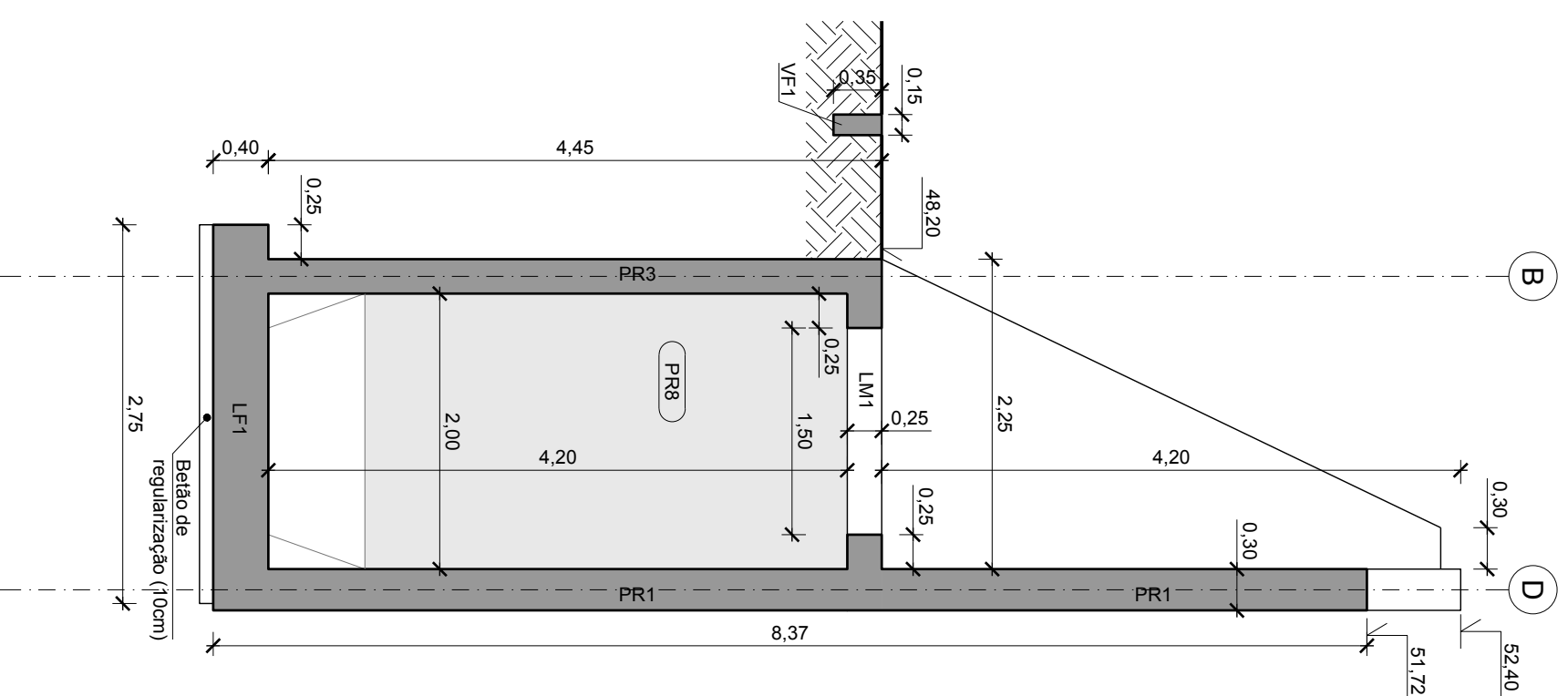
## Corte A-A'



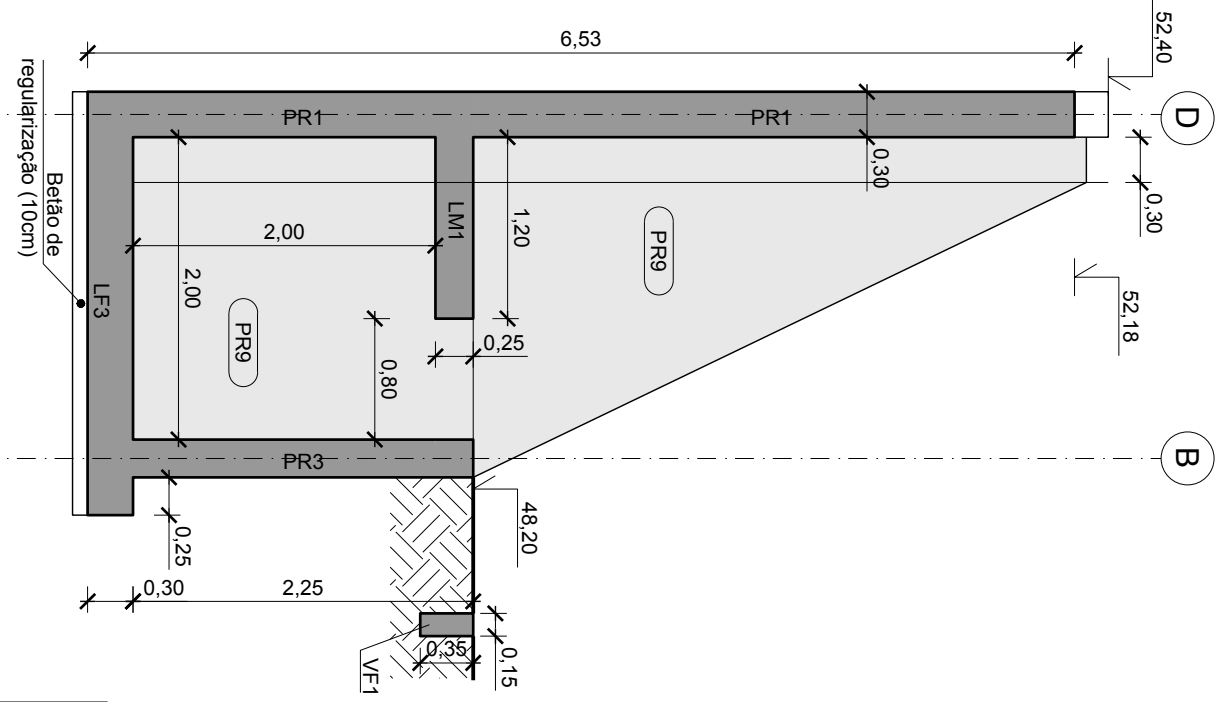
## Corte B-B'



## Corte C-C'



## Corte E-E'



## PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE JUNTAS DE BETONAGEM

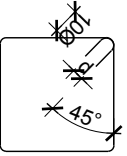
- Aumento da umidade de modo a garantir a transmissão dos esforços no interface;
- Superfícies das juntas devem ser cuidadosamente limpas, molhadas e saturadas, sendo que, na altura da betonagem devem encontrar-se apenas humedecidas, com aspecto mate e sem o brilho que é conferido pela água em excesso;
- Nas zonas onde a interrupção de betonagem conduziu a uma junta mal orientada, o betão será demolido na extensão necessária, de forma a conseguir-se uma junta convenientemente orientada;
- Nos elementos de betão virado a junta deve ser delimitada através de uma perpendicular à superfície de betão;
- Nas áreas adjacentes das alças e as juntas só serão permitidas nas secções em que se confundam com as juntas com as quais elas se confundem;
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas.

## PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE SUPERFÍCIES ENCRUSTADAS

• As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser pintadas com uma tinta asfáltica tipo "IMPERKOAT F" ou equivalente, em todas as zonas encrustedas deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo SIKKA PLASTOCRETE-05 ou equivalente.

## ESTRIBOS E CINTAS

• Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fabricadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:



A235L	d=2-50
A235R	d=4-60
A400	d=5-80
A500	d=50

- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarraduras devem ser retas (comprimento de amarradura = 600).

- A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da amarradura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem ser feitas a uma distância de 1 metro.

- As emendas de agrupamento de varões devem ser feitas sobre o varão, distando entre si pelo pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarradura.

**EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS**

- As emendaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarradura = 700).

- As emendaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarradura = 400).

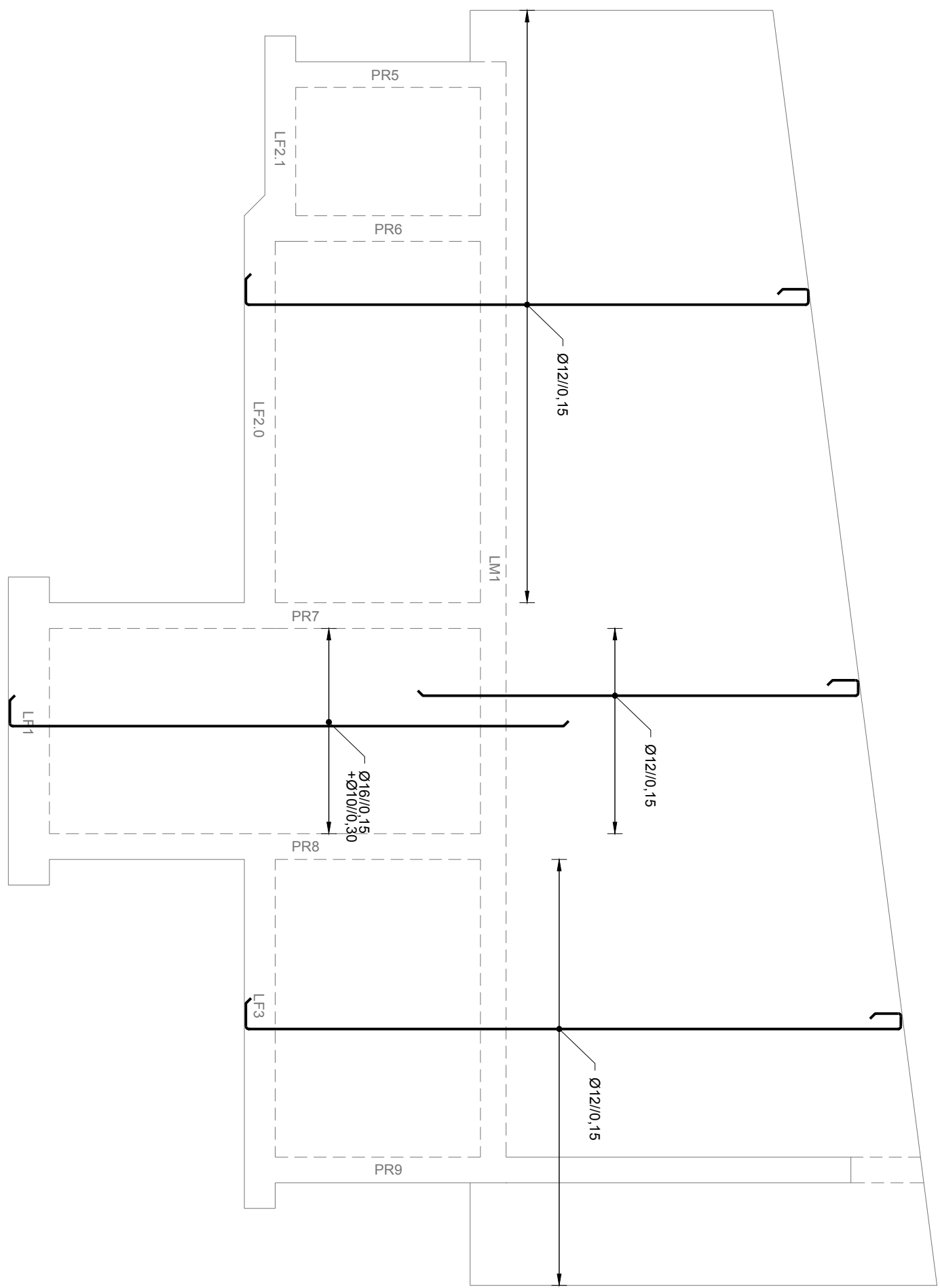
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.  
 - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto do processo hidráulico e confirmadas em obra.  
 - As batimetrias e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.  
 - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.  
 - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAS							
Tempo de vida útil da estrutura		Capiturgia 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção 3 (NF EN 13507:2011)					
Classe de excorção de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)					
BEFÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007					
		Reconhecimento [mm]		Exposição ambiental	Coiores	Draça [mm]	
		Armadura de passiva	Armadura de pré-tensorio				
Laíjas Maciças	C3/45	30	-	XC4(P)	CL.0,40	22	S3
Vigas de Fundado	C3/45	40	-	XC4(P)	CL.0,40	22	S3
Lajeas de Fundo	C3/45	40	-	XA2(P)	CL.0,20	22	S3
Paradas	C3/45	40	-	XA2(P)	CL.0,20	22	S3
Regeneraço	C1/15	-	-	X0(P)	CL.1,0	-	S3
Enblimento	C16/20	-	-	-	CL.1,0	-	S3
Elemento	Armadura Ocrutua	Classe	ASGONE	Norma			
				EN 10080			

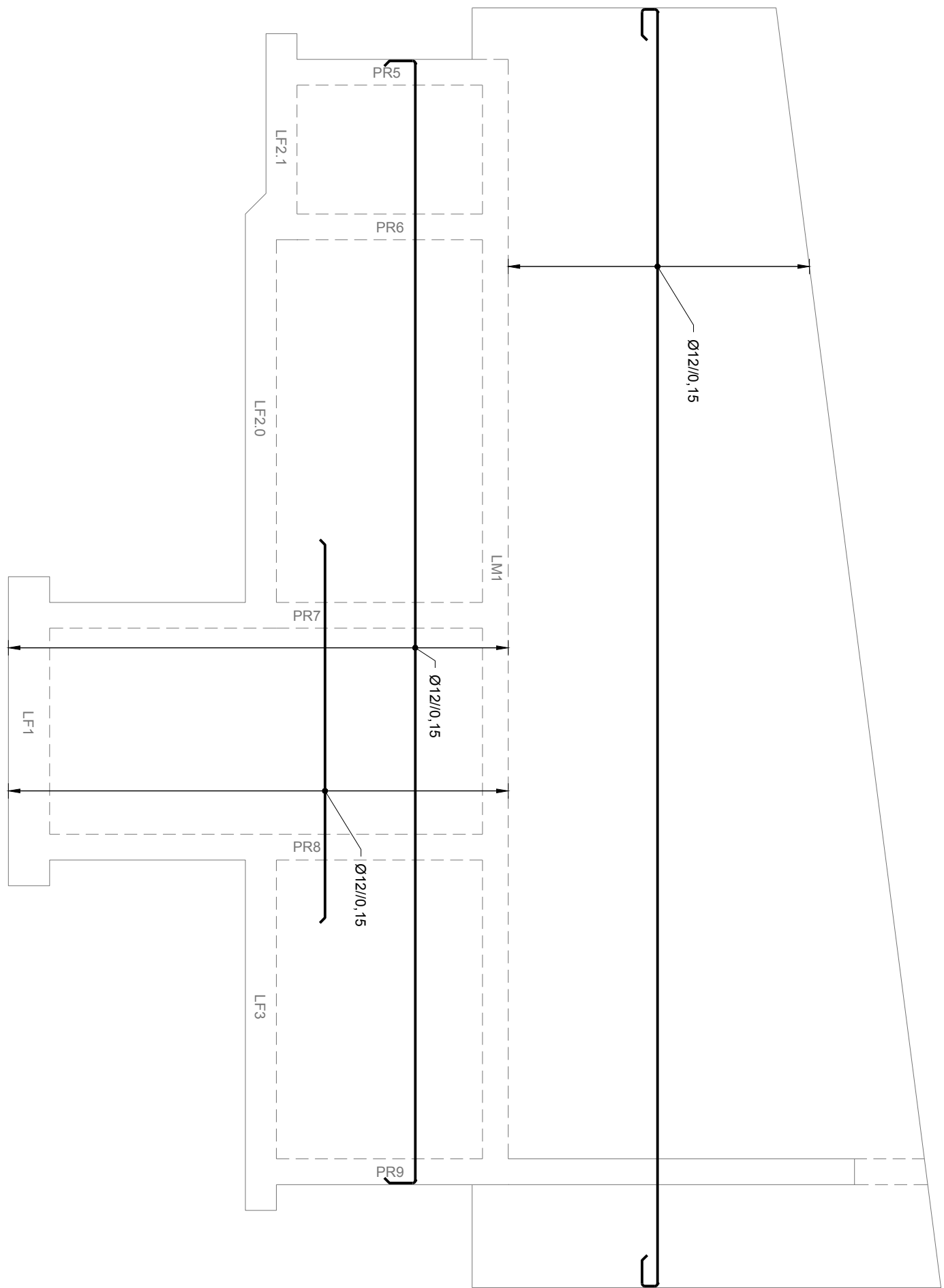
[illegible]



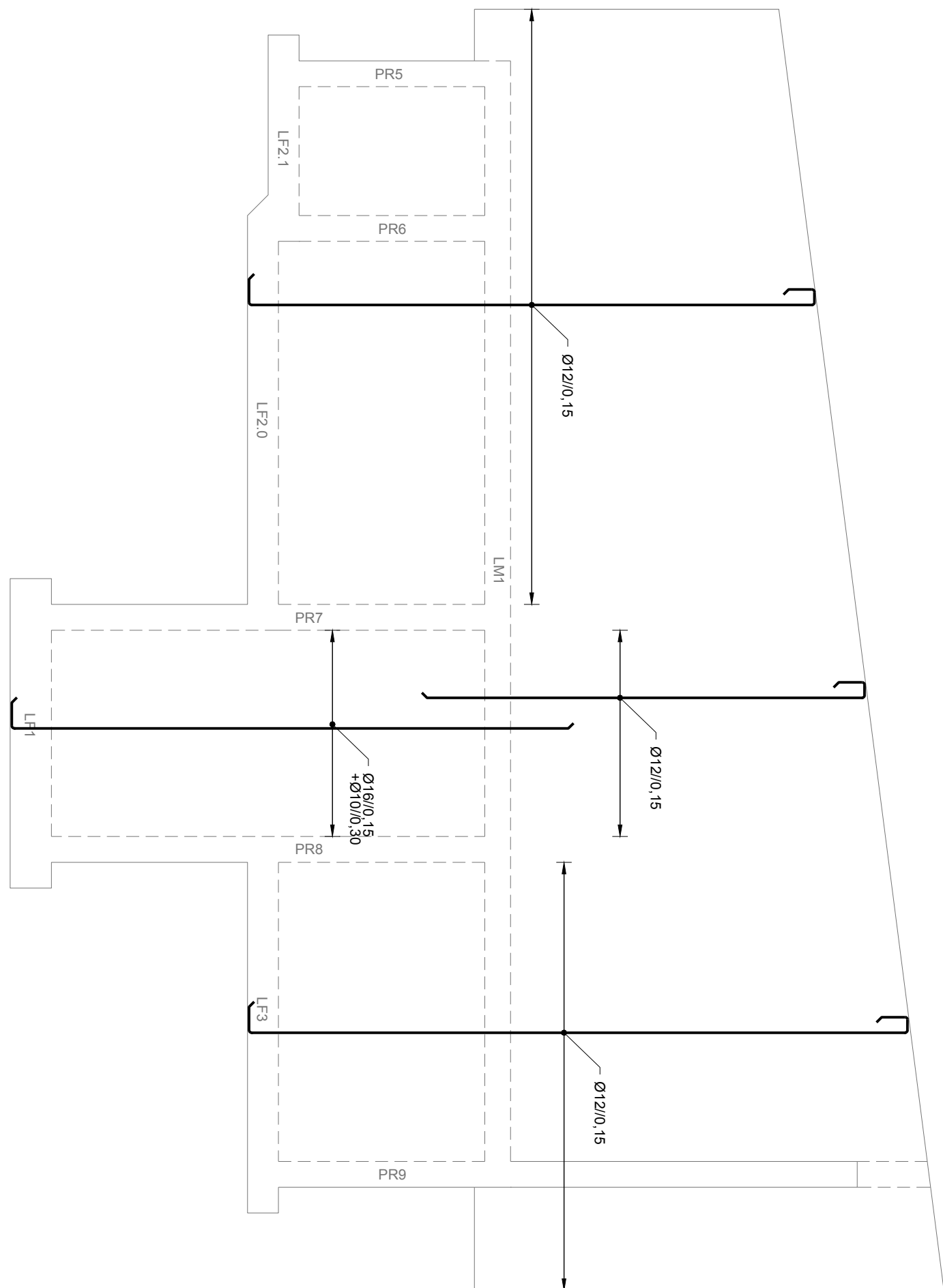
Alçado de Armaduras PR1  
Face Interior Vertical  
1:50



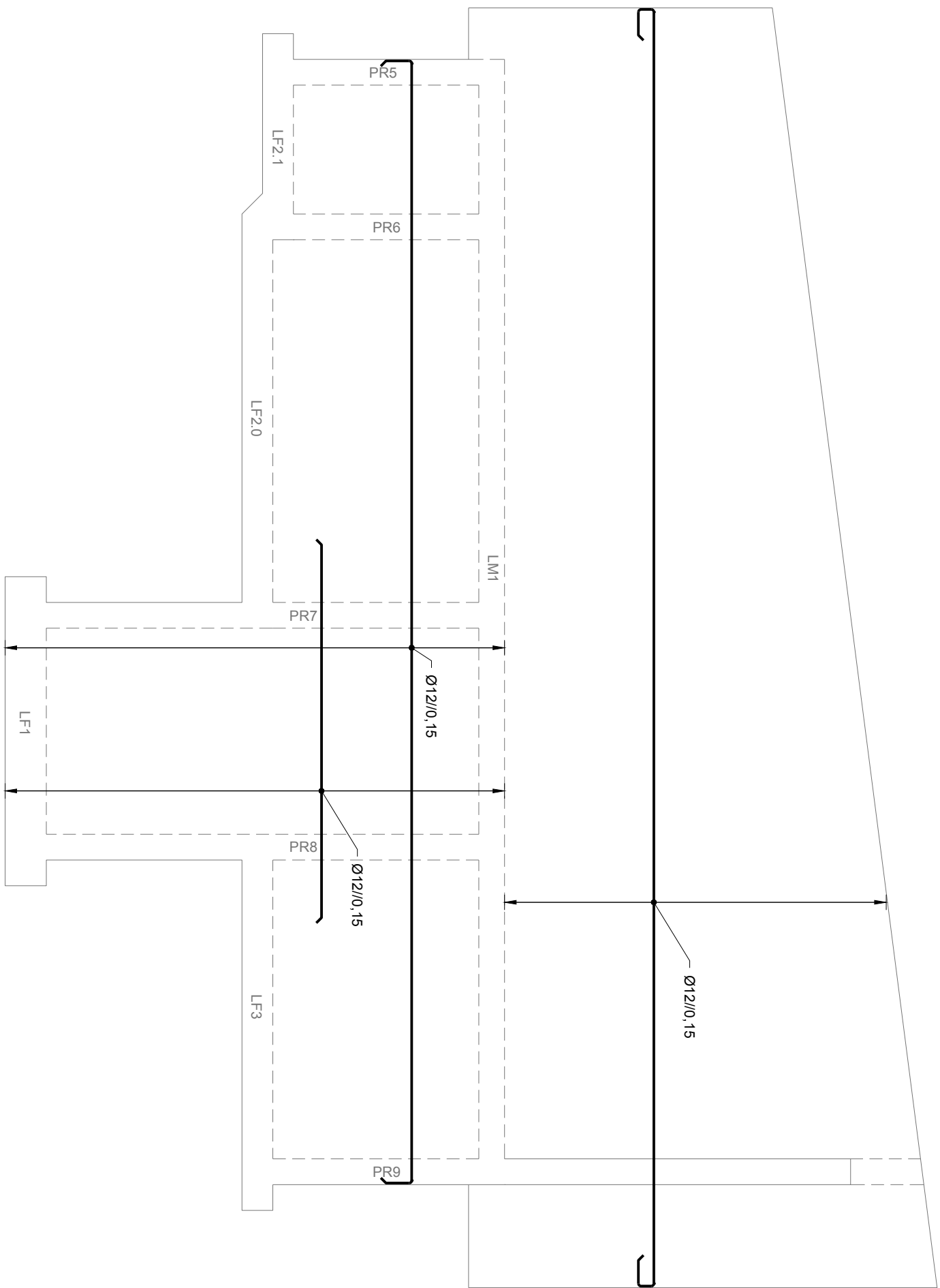
Alçado de Armaduras PR1  
Face Interior Horizontal  
1:50



Alçado de Armaduras PR1  
Face Exterior Vertical  
1:50



Alçado de Armaduras PR1  
Face Exterior Horizontal  
1:50



<p>- Os estibos e cintas devem envolver as amarraduras, serem fechadas e terminam em ganchos a 135º segundo o esquema.</p>	<p>- Os estibos e cintas devem envolver as amarraduras, serem fechadas e terminam em ganchos a 135º segundo o esquema.</p>
<p>- Os vários verticais devem ser emendados o menos possível e as amarranças devem ser retas (cumprimento de amarração = 60U).</p>	<p>- Os vários verticais devem ser emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da amarradura quando está for constituída por vários de diâmetro superior a 10mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendadas de amarraduras de diâmetros diferentes devem ser feitas variando a variação, distanciando entre si pelo pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.</p>
<p>- As amarraduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 70U).</p>	<p>- As amarraduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>
<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>	<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>
<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>	<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>
<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>	<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>
<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>	<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>
<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>	<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>
<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>	<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>
<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>	<p>- As emendadas inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40U).</p>

**NOTAS:**

- Tensão de Segurança do Terreno = 200kPa. Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projeto do processo hidráulico e confirmadas em obra.
- As batimetrias e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Planejamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a excavar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projeto de execução.

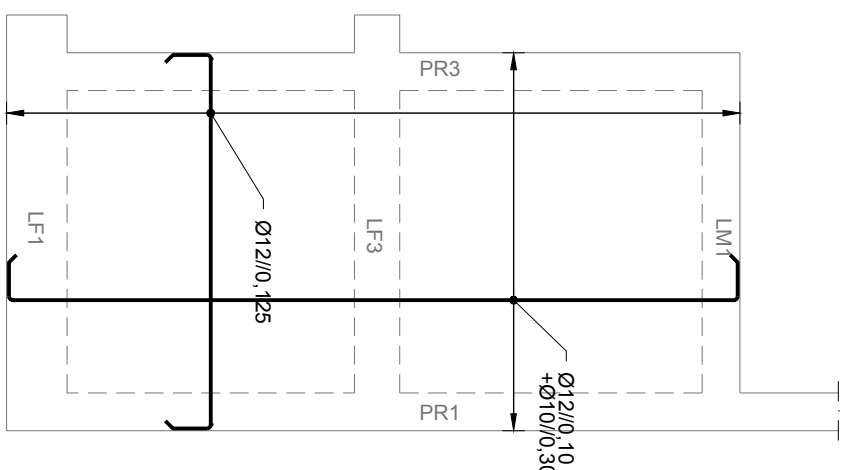
NOTA IMPORTANTE:  
SEM NÍVEL FREÁTICO

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de inspeção	Classe de inspeção 3 (NP EN 13070:2011)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2 (EN 1090)						
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento (mm)		Exposição ambiental	Coresões	Dureza (mm)	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-tensão				
Lajes Alcatraz	C30/35	30	-	XC4(P)	CL0,40		S3
Vigas de Fundição	C30/35	40	-	XC4(P)	CL0,40		S3
Lajes de Fundo	C30/35	40	-	XA2(P)	CL0,20		S3
Paralelos	C30/35	40	-	XA2(P)	CL0,20		S3
Regularização	C15/15	-	-	X0(P)	CL1,0		S3
Enchimento	C16/20	-	-	-	CL1,0		S3
Elemento	Armadura Overtoma	AÇO					
Armadura Overtoma		A502NR					
		EN 10080					

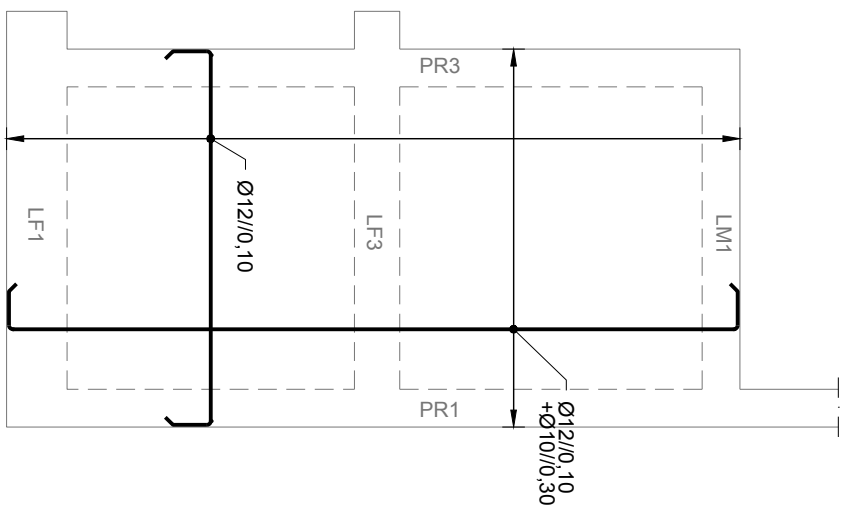
[illegible]



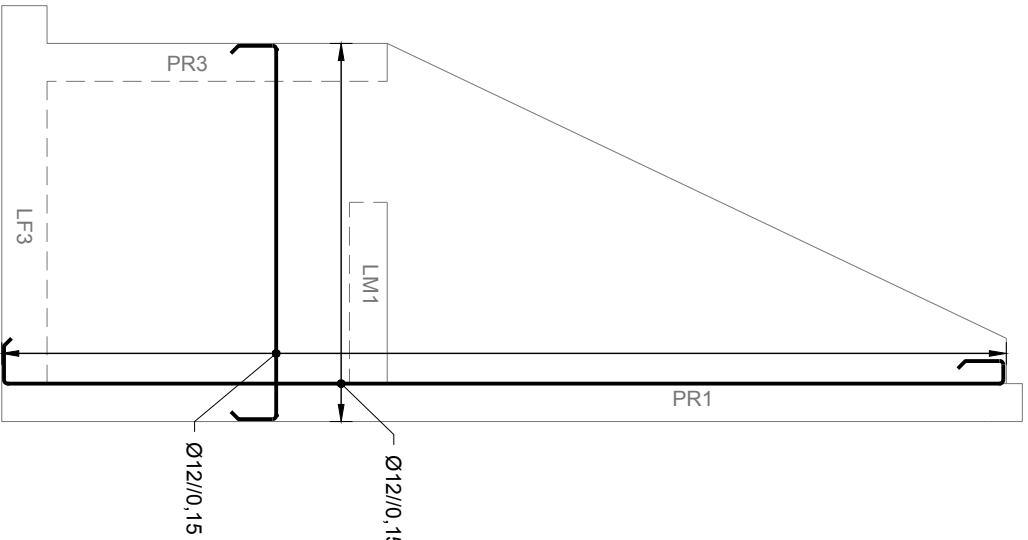




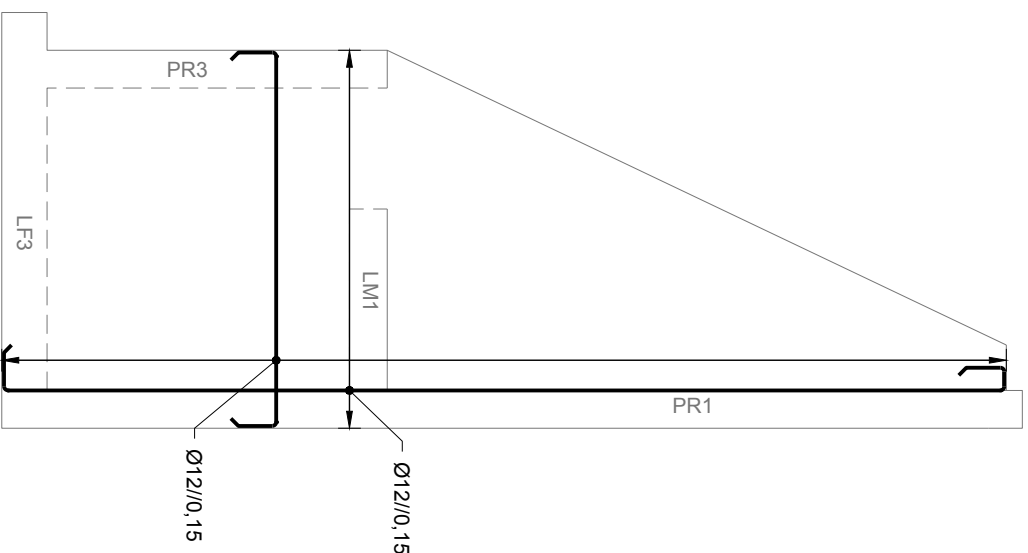
Alçado de Armaduras PR8  
Face Interior  
1:50



Alçado de Armaduras PR8  
Face Exterior  
1:50



Alçado de Armaduras PR9  
Face Interior  
1:50



Alçado de Armaduras PR9  
Face Exterior  
1:50

- Aumento da necessidade de estudo a garantir a transmissão dos esforços no interface.
- Superfícies das juntas devem ser cuidadosamente limpas, molhadas e saturadas, sendo que na altura da betão/pneu devem encontrar-se apenas humedecidas, com aspecto mate e sem o brilho que, na altura, contém muita água em excesso.
- Nas zonas onde a interrupção de betão/pneu conduza a uma junta mal orientada o betão será demolido na extensão necessária, de forma a conseguir-se uma junta convenientemente orientada.
- Nos elementos de betão visível a junta deve ser delimitada através de cordão perpendicular à superfície de betão.
- Nas faces visíveis dos elementos as juntas só serão permitidas nas secções em que se confundam rigorosamente com as juntas da cofragem.
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas.

**PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE SUPERFÍCIES ENTERRADAS**

- As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser pintadas com uma tinta asfáltica tipo "IMPEROCRE F" ou equivalente. Em todas as juntas enterradas deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "SIKA PLASTOCRE TE-05" ou equivalente.

**ESTRIBOS E CINTAS**

- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:

A235L	d-2,50
A235R	d-4,0
A400	d-5,0
A500	d-5,0

- Os vãos verticais devem ser enfiados o menos possível e as armaduras devem ser certas (comprimento de armadura = 60d).
- A secção dos vãos deve ser enfiada na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por vãos de diferente superior a 10mm. Para que não estejam na mesma secção, as armaduras devem distar no mínimo 1,5 do vazio e comprimento de armadura.
- Quando os vãos devem ser feitos vãos a vazio, distando entre si pelo pelo menos 1,3 vãos o comprimento de armadura.

**EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS**

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de armadura = 70d).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de armadura = 40d).

NOTAS:

- **Tensão de Segurança** do Terreno  $\geq 200kPa$ . (Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico).
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto do processo hidráulico e confirmadas em outras obras, uma vez que a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

**NOTA IMPORTANTE:**

SEM NIVEL FREÁTICO

QUADRO DE MATERIAS							
Tempo de vida útil da estrutura		Capiturgia 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção 3 (NP EN 13507:2011)					
Classe de excussão de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)					
BEFÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recondimento [mm]		Exposição ambiental	Coresco	Draix [mm]	Consistência
		Armatura	Armadura de pré-tensorio				
Laíjas Maciças	CS3/45	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas de Fundado	CS3/45	40	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Lajeas de Fundo	CS3/45	40	-	XC2(P)	CL0.20	22	S3
Parades	CS3/45	40	-	XC2(P)	CL0.20	22	S3
Regulanzamento	CL2/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	CL6/20	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Elemento	Amadura Ocrutala	Classe		AS508N	Norma EN 10080		

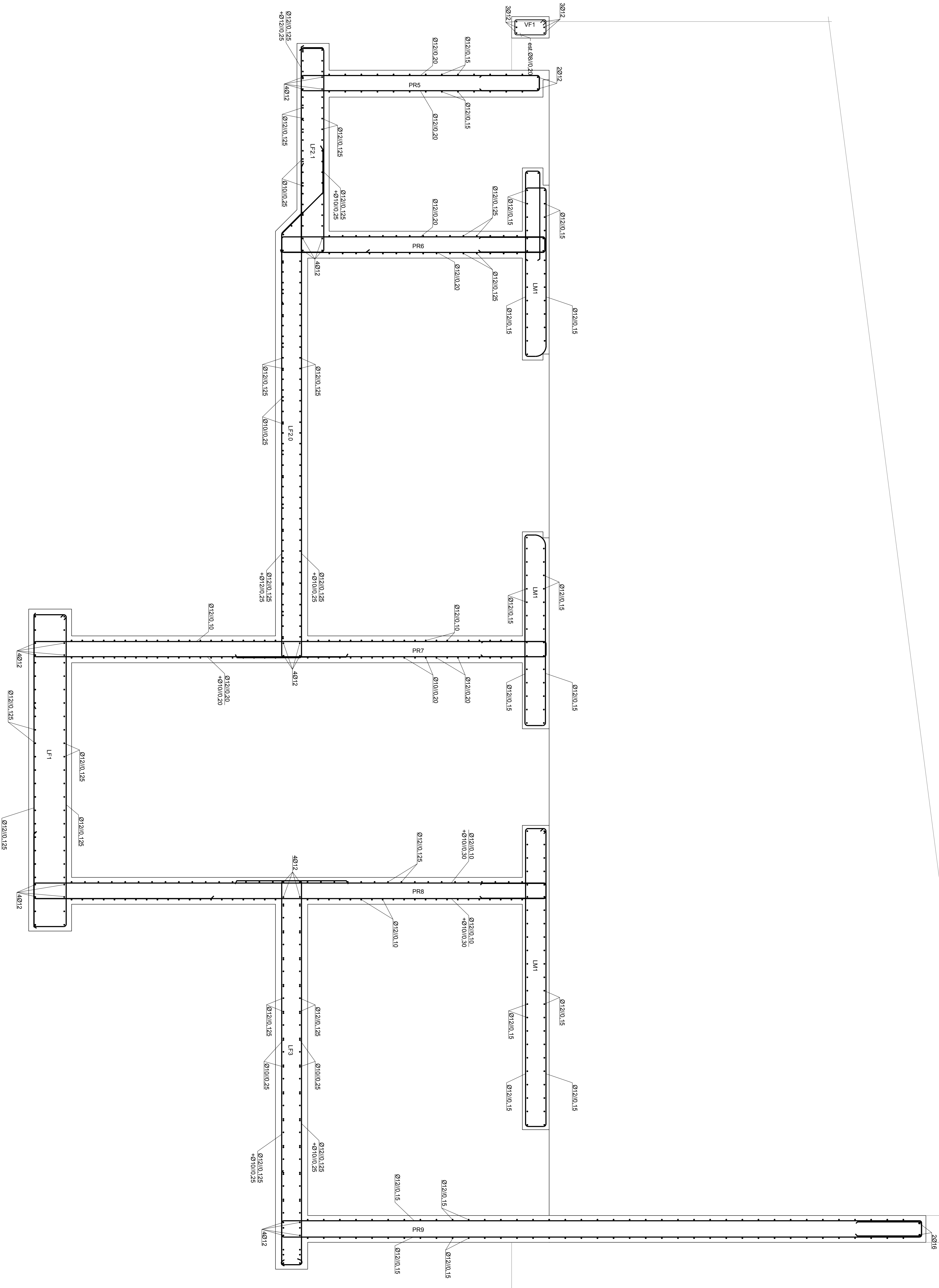
[illegible]





## Corte Armaduras A-A'

1:20



## PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE JUNTAS DE BETONAGEM

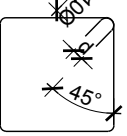
- Aumento da rigidez da de modo a garantir a transmissão dos esforços no interface;
- Superfícies das juntas devem ser cuidadosamente limpas, molhadas e saturadas, sendo que, na altura da betoneira devem encontrar-se apenas humedecidas, ao aspecto mole e sem o brilho que é o contrário pelo qual em excesso;
- Nas zonas com a interseção de betoneiras conduzir a uma junta mal orientada, o betão será colocado em camadas, de modo a assegurar a sua aderência com o betão já existente;
- Nos elementos de betão visível a junta deve ser delimitada através de corde perpendicular à superfície de betão;
- Nas áreas vivíveis dos elementos as juntas só serão permitidas nas secções em que se confundam rigorosamente com as juntas de cofragem;
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas;

## PROCEDIMIENTOS DE TRATAMIENTO DE SUPERFICIES ENTERRADAS

- As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser pintadas com uma tinta asfáltica tipo "IMPERKOTE F" ou equivalente. Em todas as zonas enterradas deve ser utilizado no betão um aditivo de hidrófugo tipo "SIKA PLASTOCRETE-05" ou equivalente.

## ESTRIBOS E CINTAS

- Os estibos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135° segundo o esquema:
- 
- | Modelo | Diâmetro (d) |
|--------|--------------|
| A235L  | d=2,5Ø       |
| A235R  | d=4Ø         |
| A400   | d=5Ø         |



## EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS

- Os veículos devem ser amarrados o menos possível e as amarraduras devem ser feitas (comprimento de amarradura = 600).
- A seçção dos pontos encurados amarrados na mesma seçção não deve exceder 1/2 da latidade da amurada, quando está for consultada por valores de diâmetro superior a 10mm. Para que não existam na mesma seçção, as enriedas devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarradura.
- As mudanças de enriedaduras de valores devem ser feitas variando a variado, distanciando entre si pelo pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarradura.

## EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 700).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 400).

**OTAS:**

- Título de Segurança do Trabalho 2008/PA. Valor a confirmar com e-mails no local e no Relatório Gerencial-Gerenciamento.
- Todas as atas indicadas deverão ser validadas pelo projeto do processo hidráulico e confirmadas em obra. Os batimentos e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e o planejamento de Execução.
- O posicionamento e o manuseio dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executora de acordo com os elementos do projeto de execução.

**NOTA IMPORTANTE:**

## SEM NIVEL FREÁTICO

QUADRO DE MATERIAS							
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de inspeção	Classe de inspeção 3 (NP EN 13707:2011)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2 (EN 1090)						
BETA0							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recebimento [mm]		Exposição ambiental	Corrosão	Dmax [mm]	Consistência
		Amplitude de passiva	Amplitude de pré-tensão				
Lajes Maciças	C35/45	30	-	X(C4/P)	CL.0.40	22	S3
Vigas de Fundação	C35/45	40	-	X(C4/P)	CL.0.40	22	S3
Lajes de Fundo	C35/45	40	-	XA2(P)	CL.0.20	22	S3
Paredes	C35/45	40	-	XA2(P)	CL.0.20	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	X(0/P)	CL.1.0	-	S3
Enchimento	C16/20	-	-	X(0/P)	CL.1.0	-	S3
AÇO							
Elemento	Classe	Aço		Norma			
Armadura Corrente	A500NR	A500NR		EN 10080			

[illegible]

